

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА имени А. Н. БЕКЕТОВА**

**А. Н. ШАПОВАЛОВ**

# **ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ**

**УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ**

**Харьков  
ХНУГХ им. А. Н. Бекетова  
2017**

УДК [624:666.982](075)

Ш24

*Автор:*

**Шаповалов А. Н.**, кандидат технических наук, доцент,  
доцент кафедры строительных конструкций

*Рецензенты:*

**Лантух-Лященко А. И.**, доктор технических наук, профессор,  
профессор кафедры мостов и тоннелей

Национального транспортного университета (НТУ), г. Киев;

**Избаш М. Ю.**, доктор технических наук, профессор,  
заведующий кафедрой архитектурных конструкций

Харьковского национального университета строительства и архитектуры

*Рекомендовано к печати*

*Ученым советом ХНУГХ им. А. Н. Бекетова как учебное пособие  
для студентов высших учебных заведений  
(протокол № 13 от 02.06.2017 г.)*

У навчальному посібнику викладено базові питання різновидів, принципів розрахунку та конструктивних рішень найбільш розповсюджених і використовуваних залізобетонних інженерних споруд: резервуарів, бункерів, силосів, труб, тунелів і каналів, баштових опор, зокрема радіотелевізійні вежі, метрополітени та мостові споруди. Наведено конструктивні рішення, розрахунку та позначення з урахуванням останніх чинних нормативних документів і навчальних програм.

Для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за спеціальностями будівництва та архітектури.

**Шаповалов А. Н.**

Ш24 Инженерные сооружения : учеб. пособие / А. Н. Шаповалов ;  
Харьк. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова. – Харьков :  
ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2017. – 292 с.

ISBN 978-966-695-436-0

В учебном пособии излагаются основные вопросы разновидностей, принципов расчета и конструктивного решения наиболее распространенных и употребительных железобетонных инженерных сооружений: резервуаров, бункеров, силосов, труб, тоннелей и каналов, башенных опор, включая радиотелевизионные башни, метрополитенов и мостовых сооружений. Приведены конструктивные решения, расчеты и обозначения с учетом последних действующих нормативных документов и учебных программ.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальностям строительства и архитектуры.

УДК [624:666.982](075)

ISBN 978-966-695-436-0

© А. Н. Шаповалов, 2017

© ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2017



## СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	5
<b>1 РЕЗЕРВУАРЫ</b> .....	6
1.1 Общие сведения и унификация параметров .....	6
1.2 Цилиндрические резервуары .....	8
1.3 Прямоугольные резервуары .....	19
1.4 Защита резервуаров от проницаемости .....	24
1.5 Общие положения расчета резервуаров .....	25
1.6 Вопросы к разделу 1 .....	34
<b>2 БУНКЕРЫ</b> .....	35
2.1 Назначение и разновидности железобетонных бункеров .....	35
2.2 Основные положения расчета бункеров .....	48
2.3 Конструирование составных элементов бункеров .....	56
2.4 Вопросы к разделу 2 .....	61
<b>3 СИЛОСЫ</b> .....	63
3.1 Общие сведения .....	63
3.2 Конструктивные решения унифицированных силосов .....	68
3.3 Основные расчетные положения .....	73
3.4 Способы армирования элементов силосов .....	79
3.5 Вопросы к разделу 3 .....	86
<b>4 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ТРУБЫ</b> .....	87
4.1 Разновидности труб .....	87
4.2 Укладка трубопроводов и условия их работы .....	88
4.3 Безнапорные трубы .....	89
4.4 Напорные трубы .....	92
4.4.1 Низконапорные трубы .....	92
4.4.2 Высоконапорные трубы .....	93
4.4.3 Стыки труб .....	95
4.5 Расчет труб .....	95
4.6 Вопросы к разделу 4 .....	100
<b>5 КАНАЛЫ И ТОННЕЛИ</b> .....	101
5.1 Разновидности и конструктивные особенности каналов .....	101
5.2 Разновидности тоннелей и область их применения .....	106
5.3 Типы обделок тоннелей .....	111
5.4 Конструктивные решения тоннелей .....	113
5.5 Расчет каналов и тоннелей неглубокого заложения .....	115
5.6 Вопросы к разделу 5 .....	121
<b>6 СООРУЖЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА</b> .....	122
6.1 Водонапорные башни .....	122
6.1.1 Разновидности водонапорных башен .....	122
6.1.2 Опоры для водонапорных башен .....	127
6.1.3 Конструктивные решения фундаментов .....	131
6.1.4 Расчет водонапорных башен .....	131

6.2 Радиотелевизионные и радиорелейные башни .....	136
6.2.1 Стволы башен .....	142
6.2.2 Расчет стволов башен .....	147
6.2.3 Переходная опорная база стволов .....	150
6.2.4 Фундаменты радиотелевизионных башен .....	154
6.3 Вопросы к разделу 6 .....	157
<b>7 МЕТРОПОЛИТЕНЫ</b> .....	158
7.1 Общие сведения о метрополитенах .....	158
7.2 Разновидности метрополитенов .....	163
7.3 Перегонные тоннели .....	166
7.4 Станции обслуживания пассажиров .....	171
7.5 Расчет конструкций перегонных тоннелей .....	182
7.6 Расчет конструкций станций мелкого заложения .....	199
7.7 Расчет конструкций станций глубокого заложения .....	201
7.8 Способы строительства метрополитенов .....	204
7.9 Вопросы к разделу 7 .....	205
<b>8 МОСТЫ</b> .....	206
8.1 Общая характеристика мостов .....	206
8.2 Классификация мостов .....	213
8.3 Расчет мостов .....	219
8.3.1 Задачи расчета и проектирования транспортного сооружения .....	219
8.3.2 Общая характеристика норм проектирования мостов .....	220
8.3.3 Подвижные нагрузки автодорожных мостов .....	223
8.3.4 Задача размещения подвижной нагрузки на проезжей части пролетного строения .....	226
8.3.5 Определение усилий в элементах моста .....	230
8.3.6 Пространственный расчет пролетного строения моста .....	231
8.3.7 Пример вычисления коэффициента поперечного распределения .....	236
8.3.8 Учет влияния других переменных (временных) нагрузок .....	237
8.3.9 Определение усилий в элементах пролетных строений .....	238
8.3.10 Определение усилий в опорах мостов .....	240
8.4 Пример расчета пролетного строения балочного моста .....	241
8.5 Конструктивные решения мостов .....	251
8.6 Разрушения и аварии мостов .....	270
8.7 Строительство мостов .....	272
8.8 Вопросы к разделу 8 .....	278
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРНЫХ ИСТОЧНИКОВ</b> .....	279
Приложение А. Прочностные и деформативные характеристики бетона .....	283
Приложение Б. Прочностные и деформативные характеристики арматурной стали .....	284
Приложение В. Табличные коэффициенты для расчета изгибаемых железобетонных элементов .....	285
Приложение Г. Определение изгибающих моментов в плитах, опертых по контур .....	286
Приложение Д. Сортамент арматурной стали и канатов .....	289
Приложение Е. Сортамент арматурной проволоки и стержней по ДСТУ ENV-10080 .....	290
Приложение Ж. Унифицированные габаритные схемы и технические характеристики силосных корпусов .....	291

## ВВЕДЕНИЕ

На территориях промышленных и гражданских объектов строительства помимо зданий производственного, жилищного, административного, культурно-бытового назначения размещают также инженерные сооружения. Они предназначены для обеспечения транспортных, погрузочно-разгрузочных, складских, производственных операций (железнодорожные и автодорожные эстакады на складах сырья, полуфабрикатов, готовой продукции, вагоноопрокидыватели; крытые и открытые транспортные галереи, мосты, путепроводы, акведуки); перемещения человеческих потоков (подземные и наземные переходы); снабжения объектов электроэнергией (трансформаторные подстанции), водой (резервуары, водонапорные башни, насосные станции, градирни), сжатым воздухом (компрессорные установки), теплом (теплоагрегаты), газом (газгольдеры и газодувки); сбора и очистки сточных вод (отстойники, фильтры, аэротенки насосные); благоустройства территорий (подпорные стенки); хранения сыпучих материалов (силосы, бункеры, склады, элеваторы).

Наиболее сложные инженерные сооружения обычно входят в особые комплексы транспортного, энергетического, гидротехнического, городского строительства (метрополитены, плотины, шлюзы, трубы, каналы, тоннели, радиотелевизионные башни, спортивные сооружения и т. д.).

Следует отметить, что ни один гражданский объект или промышленное здание не могут функционировать без сопутствующих инженерных сооружений. Поэтому сведения об этих сооружениях, их конструктивное решение и расчет составляют очень важную часть в подготовке инженеров-строителей широкого профиля.

Менее сложные инженерные сооружения включают в состав объектов промышленно-гражданского строительства. Наибольшее значение среди них имеют резервуары для воды (круглые и прямоугольные в плане) и подобные им емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения, водонапорные башни; силосы и элеваторы (большие емкости для хранения сыпучих материалов); бункеры (малые емкости для приема и хранения сыпучих материалов, устройства для погрузочно-разгрузочных операций самотеком); подпорные стены (на складах сырья, для благоустройства территорий); подземные сооружения на производственных площадках (каналы, тоннели, трубы для инженерных сетей, сооружения неглубокого заложения), метрополитены, радиотелевизионные башни.

В данном пособии рассмотрены железобетонные конструкции инженерных сооружений именно такого типа; конструкции особо сложных инженерных сооружений транспортного, энергетического, гидротехнического, городского, спортивного строительства изучаются в отдельных специальных курсах.

Целью изложенного в настоящем пособии материала является ознакомление читателей со спецификой компоновки, расчета и конструирования наиболее распространенных инженерных сооружений, умение определять расчетные схемы этих сооружений, ориентироваться в функциональном назначении рассматриваемых комплексов с перспективой дальнейшего использования их в проектной деятельности или строительно-монтажной практике.

# 1 РЕЗЕРВУАРЫ

## 1.1 Общие сведения и унификация параметров

Понятие «резервуары» включает в себя обширную категорию инженерных сооружений, предназначенных для хранения или переработки различных жидких, газообразных и порошкообразных материалов.

Резервуары применяются в различных отраслях промышленности, на транспорте, в сельском хозяйстве и других областях человеческой деятельности, но особенно в водопроводном и канализационном хозяйстве городов и промышленных предприятий, а также в нефтяной и нефтеперерабатывающей и пищевой промышленности. Ряд санитарно-технических сооружений, например метантенки, отстойники и др., а также бассейны для охлаждения воды или плавательные бассейны только назначением и технологической оснасткой отличаются от общепринятых резервуаров. В конструктивном отношении между этими сооружениями много общего. В данном учебном пособии рассматриваются железобетонные резервуары.

Основными их преимуществами являются: высокая долговечность, коррозионная стойкость, возможность размещения под землей, в том числе в условиях высоких грунтовых вод; меньшая территория для застройки, а также меньшая протяженность коммуникаций; сравнительно невысокие эксплуатационные расходы; возможность применения промышленных методов возведения.

По своим особенностям и области применения резервуары классифицируются на разные виды. Наиболее употребляемая классификация, используемая в практике проектирования, строительства и эксплуатации, может быть представлена следующими видами:

- 1) по содержанию внутреннего вещества и назначению;
- 2) по форме в плане и форме разреза;
- 3) по вертикальной привязке днища резервуара к уровню поверхности земли;
- 4) по конструктивным особенностям;
- 5) по способу возведения и условиям эксплуатации.

По содержанию внутреннего вещества выделяют резервуары для хранения холодной или горячей воды, растворов солей, бытовых и канализационных отходов, нефти и нефтепродуктов, мазута и масел; в пищевой промышленности – для хранения продуктов переработки овощей, винограда, фруктов, спиртовых компонентов и т. д. В зависимости от назначения к резервуарам предъявляются специальные требования, касающиеся их эксплуатационных качеств. Эти требования обычно формулируются в нормативных документах или указаниях, например «Указаниях по проектированию железобетонных резервуаров для нефти и нефтепродуктов» (СН 326-65) или в сериях для хранения воды 3.900.1-10 (выпуски 0-3,3-1) и других документах [8, 9, 10, 56].

По форме в плане резервуары в большинстве случаев круглые или прямоугольные. Выбор формы определяется главным образом экономическими расчетами, а в ряде случаев местными или специальными условиями – рельефом местности, планом участка застройки, формой помещения. При разработке мероприятий по обеспечению

непроницаемости стенок следует учитывать, что прямоугольные резервуары при том же объеме, что и цилиндрические, имеют большую смачиваемую поверхность. В цилиндрических резервуарах может быть применен машинный способ натяжения предварительно напряженной внешней кольцевой арматуры. Резервуары могут иметь в поперечном сечении также форму шара, конуса, капли, эллипсоидов и др. Однако осуществление сложных форм разреза в железобетоне сравнительно сложно и трудоемко, поэтому они не получили широкого распространения. Типовые же решения резервуаров разработаны в сериях 90-1-4-9 – 90-1-4-20; 3.900.1-10 и других. В таблицах 1.1 и 1.2 приведены основные габаритные схемы цилиндрических и прямоугольных резервуаров, используемые в практике проектирования и строительства для воды. Для других материалов (нефтепродуктов, промстоков, солевых растворов) эти размеры могут отличаться в большую или меньшую стороны.

Таблица 1.1 – Габаритные схемы цилиндрических резервуаров для воды

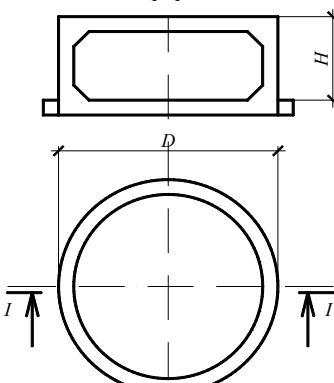
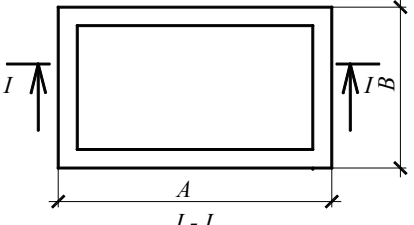
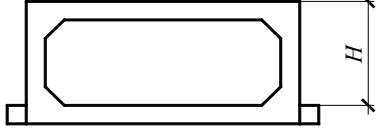
Схема сооружения	Номинальная емкость, м <sup>3</sup>	Номинальный диаметр $D$ , м	Номинальная высота $H$ , м
	5	2,4	1,8
	15	3,6	1,8
	25	4,2	1,8
	50	4,2	3,6
	100	6,0	3,6
	250	10,2	3,6
	500	12,0	5,4
	1000	18,0	5,4
	2000	24,0	5,4

Таблица 1.2 – Габаритные схемы прямоугольных резервуаров для воды

Схема сооружения	Емкость, м <sup>3</sup>	Габариты		Номинальная высота $H$ , м
		В	А	
	50	3,0	6,0	3,6
	100	6,0	6,0	3,6
	250	6,0	12,0	3,6
	500	12,0	12,0	3,6
	1000	18,0	12,0	4,8
	2000	24,0	18,0	4,8
	3000	30,0	24,0	4,8
	6000	36,0	36,0	4,8
	10000	48,0	48,0	4,8
	20000	66,0	66,0	4,8
	30000	84,0	78,0	4,8
	40000	90,0	96,0	4,8

## 1.2 Цилиндрические резервуары

Данный вид формы резервуаров применялся в древние времена и широко используется в настоящее время. Основное преимущество этих резервуаров состоит в однородном напряженном состоянии стенок резервуара (растяжение) и в компактной площади расположения данных емкостей. К тому же цилиндрическая поверхность не создает концентраций материалов в угловых зонах и благоприятно сказывается на процессе очистки и эксплуатации резервуаров. Материалом для заполнения таких резервуаров могут служить как жидкие (по аналогу воды), так и гелеобразные (по аналогу мазута, битума), а также солевые растворы.

В резервуарах, предназначенных для хранения чистой воды, необходимая трещиностойкость и водонепроницаемость элементов резервуара достигается путем применения плотных бетонов (W6, W8) и предварительного напряжения наружной охватывающей кольцевой арматуры. Чистая вода не оказывает вредного воздействия на структуру бетона. Сырая нефть и темные нефтепродукты (мазут, гудрон) также практически не оказывают химического воздействия на бетон.

В Баку в Бэби-Эйлатских промыслах еще в 1912 г. построены железобетонные цилиндрические резервуары вместимостью до 100 м<sup>3</sup> для хранения нефти, которые эксплуатируются до настоящего времени.

Светлые нефтепродукты обладают высокой степенью просачиваемости через бетон, что требует специальных мер по его изоляции. Растительные масла, кислоты действуют разрушающе на бетон, поэтому при хранении и переработке таких продуктов в железобетонных резервуарах нужно избегать прямого их контакта с бетоном; для таких материалов выполняется внутренняя гидрохимзащита.

Значительное количество этих резервуаров проектируется для условий подпора грунтовыми водами. Резервуары для воды объемом более 10 тыс. м<sup>3</sup> применяются пока в ограниченном количестве, в основном в водосистемах больших городов или крупных промышленных объектов. Одним из самых крупных резервуаров в мире для хранения воды является круглый резервуар вместимостью 275 000 м<sup>3</sup>, построенный в 1956 году в Южной Африке. Его диаметр – 186,5 м, высота стенки – 10 м, общая площадь, занимаемая резервуаром, составляет 2,8 га. Резервуар выполнен целиком в монолитном железобетоне.

В США строятся преимущественно круглые цилиндрические предварительно напряженные резервуары вместимостью от 300 до 250 000 м<sup>3</sup> и более.

Для резервуаров, предназначенных для хранения легковоспламеняющихся и горючих жидкостей, расположение их относительно уровня земли определяется выбором тех или иных средств пожаротушения, а также мероприятий по обеспечению пожаробезопасности [8].

Резервуары для нефти главным образом возводятся на узлах перекачки магистральных трубопроводов, на товарно-сырьевых базах нефтеперерабатывающих заводов и на перевалочных базах. Наиболее распространены резервуары объемом 5 и 10 тыс. м<sup>3</sup>, однако в современных условиях эти емкости должны доходить до 20–30 тыс. м<sup>3</sup>. Такое увеличение емкостей позволяет сократить площадь резервуарного парка в

1,5 раза, уменьшить протяженность технологических трубопроводов в 2,7 раза, противопожарных трубопроводов в 1,5 раза.

Резервуары для хранения воды и мазута утепляют грунтом или специальными теплоизоляционными материалами для поддержания положительной температуры в зимнее время и для предотвращения потерь тепла при разогреве мазута. Толщина засыпки грунтом резервуаров для мазута обычно составляет 250–300 мм, а толщина засыпки резервуаров для воды зависит от района строительства и в типовых проектах принята равной 500, 700, 1000 и более миллиметров.

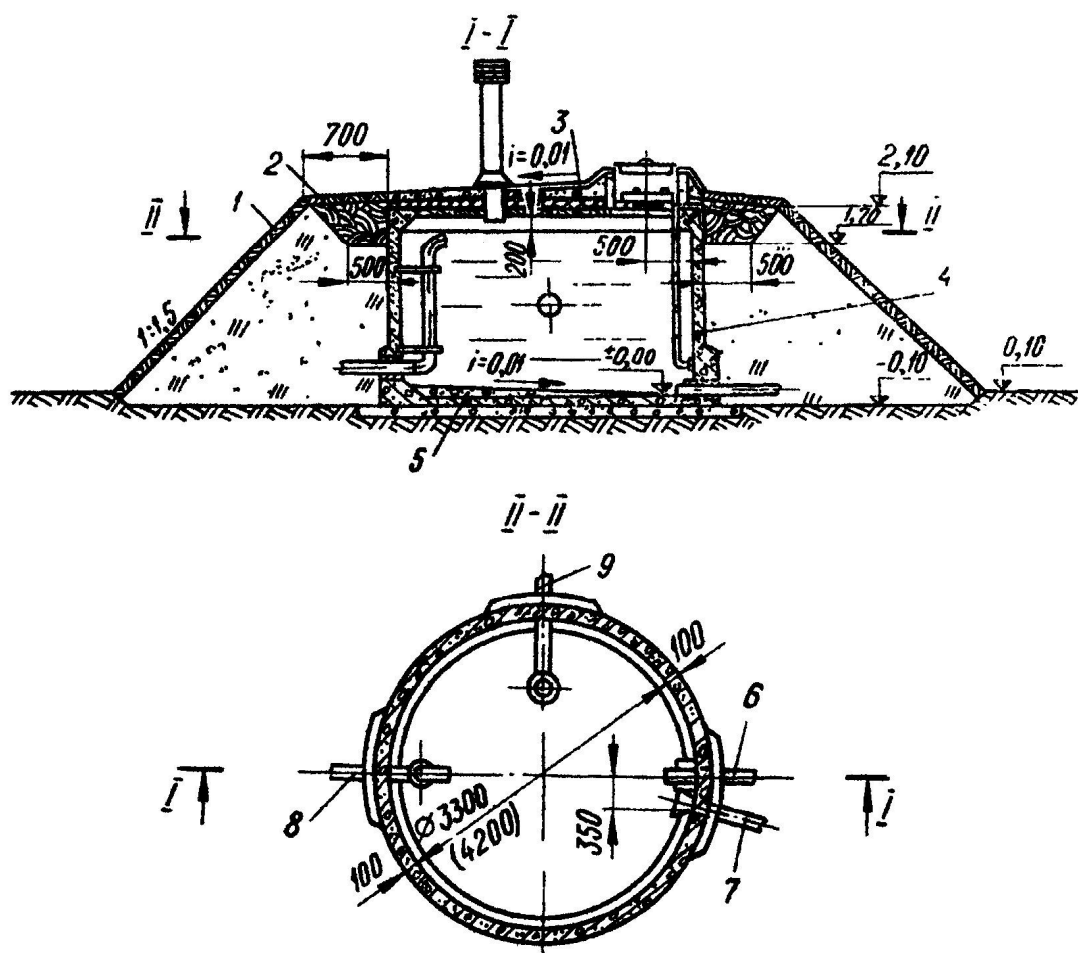


Рисунок 1.1 – Схема монолитных резервуаров емкостью 15 – 25 м<sup>3</sup> (типовой проект Гипроводхоза № 901-4-20): 1 – посев трав; 2 – глиняный замок; 3 – покрытие (слой асфальта – 25 мм, шлакобетон марки 50, один слой рубероида, плиты минераловатные полужесткие на карбамидной связке, два слоя рубероида, железобетонная плита перекрытия); 4 – стена (торкрет – 25 мм, железобетонная стена 100 мм); 5 – днище (подбетонка класса С8/10, железобетонная монолитная плита, битумная обмазка, бетонная подготовка класса С8/10); 6 – грязевая труба диаметром 100 мм; 7 – отводящая труба диаметром 100 мм; 8 – подающая труба диаметром 100 мм; 9 – переливная труба диаметром 150 мм; в скобках – диаметр для резервуаров емкостью 25 м<sup>3</sup>

Резервуары емкостью 50–2000 м<sup>3</sup> серии 904-1 – 904-1-17 разработаны Гидроводхозом (Москва) и предназначены для применения в районах с расчетной зимней температурой до –40 °С. Данные резервуары располагаются в основном выше поверхности земли, поэтому грунтовые воды на конструкцию резервуара не влияют. Утеплитель над покрытием в этих резервуарах изготовлен из полужестких минераловатных плит, поверх которых предусмотрены слои рубероида, шлакобетона и асфальта. Утеплитель стен – обвалование местным грунтом.

В резервуарах, разработанных Союзводоканалпроектом, утеплителем покрытия и стен служит засыпка местным грунтом. Толщина засыпки для покрытия принята равной 500 мм для районов с расчетной температурой до  $-20^{\circ}\text{C}$  и 1000 мм – для районов с более низкой температурой. Такие резервуары можно применять в районах с сейсмичностью до 7 баллов.

Одним из вариантов сборных цилиндрических резервуаров емкостью от 5 до 500 м<sup>3</sup> может быть приведен резервуар по типовой серии № 901-4-19 (рис. 1.2).

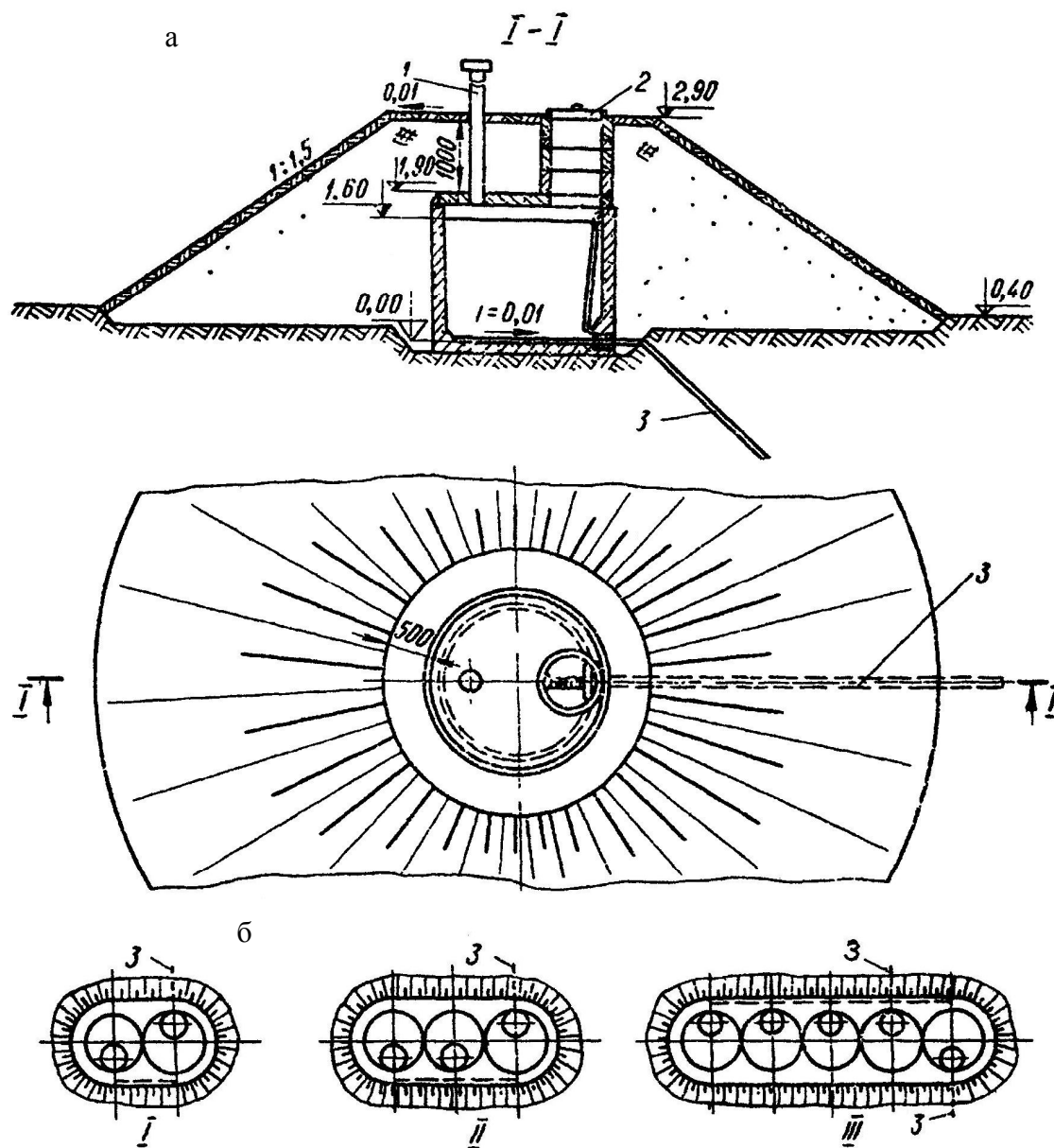


Рисунок 1.2 – Сборные резервуары емкостью 5 – 25 м<sup>3</sup>  
(типовой проект № 901-4-19): а – конструктивное решение; б – схема набора емкостей:  
I – 10 м<sup>3</sup>; II – 15 м<sup>3</sup>; III – 25 м<sup>3</sup>; 1 – вентиляционная труба; 2 – люк;  
3 – подающе-расходная труба,  $\varnothing$  50 мм

В типовом проекте предусмотрена возможность объединения блоков по два, три или пять штук с общей обваловкой. Таким образом получают емкости на 10, 15, 25 и более кубов.



Резервуары такого типа главным образом предназначены для применения в системах полевого и пастбищного водоснабжения, однако в отдельных случаях их можно применять и на промышленных площадках. Эти резервуары предназначены для применения в районах с расчетной наружной температурой до  $-40^{\circ}\text{C}$ , характеристической снеговой нагрузкой  $1,5\text{--}2,0\text{ кН/м}^2$  при толщине слоя грунтовой засыпки 1000 мм.

Стены данных резервуаров имеют коническую форму и их целиком формуют на заводе железобетонных изделий из бетона класса С16/20-С20/25 на мелком щебне, там же при необходимости осуществляют железнение внутренних поверхностей. Армируют конические блоки сварными сетками и отдельными стержнями. Общий вид такого резервуара в разрезе показан на рисунке 1.2, а.

Резервуары большей емкостью (100, 250, 500 м<sup>3</sup>) разработаны институтом «Союзводоканалпроект» (Москва) в виде полуподземных сборно-монолитных сооружений. Область применения этих резервуаров и характеристика грунтовых условий такие же, как и для монолитных резервуаров меньшей емкости.

Конструктивное решение этих резервуаров такое: днище монолитное, железобетонное, толщина 120–160 мм, стены из вертикально установленных сборных железобетонных панелей толщиной 120 мм, сопрягаемые с днищем путем устройства щелевого стыка, покрытие сборно-монолитное. После монтажа и замоноличивания стыков стенки обжимают путем навивки на них высокопрочной проволоки класса Вр1300 диаметром 6–8 мм при помощи арматурно-навивочной машины с нанесением последующей торкрет-штукатурки слоем 25–30 мм. При наличии грунтовых вод днище и стенки покрываются битумом 5–7 мм (рис. 1.3).

Панели покрытия индивидуальные ребристые, опирающиеся на панели стен с расчетным замоноличиванием швов.

В резервуарах емкостью 250 и 500 м<sup>3</sup> панели покрытия также приняты индивидуальными с радиальной разрезкой. Они опираются по наружному диаметру на стенные панели, в центре – на массивную кольцевую балку, установленную на сборную колонну. Эту колонну устанавливают, в свою очередь, в стакан сборного фундамента, опирающегося на утолщение в фундаментной монолитной плите.

Стенные панели для такого типа резервуаров выполняются индивидуальными с номинальной шириной 1,57 м ( $\pi/2$ ) по серии 3.900-2, вып. 3.

Общий вид резервуара емкостью 500 м<sup>3</sup> детально представлен на рисунке 1.4. На этом рисунке показана левая часть, выполняемая при отсутствии высоких грунтовых вод, и правая часть при наличии таких грунтовых вод.

В состав оборудования для резервуаров обычно входят четыре водопроводные трубы – подающая, отводящая, переливная и грязевая. Грязевая, как правило, выходит из специального приямка, предусматриваемого в конструкции днища.

В покрытии резервуаров предусматриваются вентиляционные трубы, количество и сечение которых зависит от емкости резервуаров, а также устраивают световые люки и индивидуальный люк, от которого ведет стремянка для спуска в резервуар. Все современные резервуары оборудуют также камерой для установки приборов сигнализации уровня воды.

При отсутствии  
грунтовых вод

При присутствии  
грунтовых вод

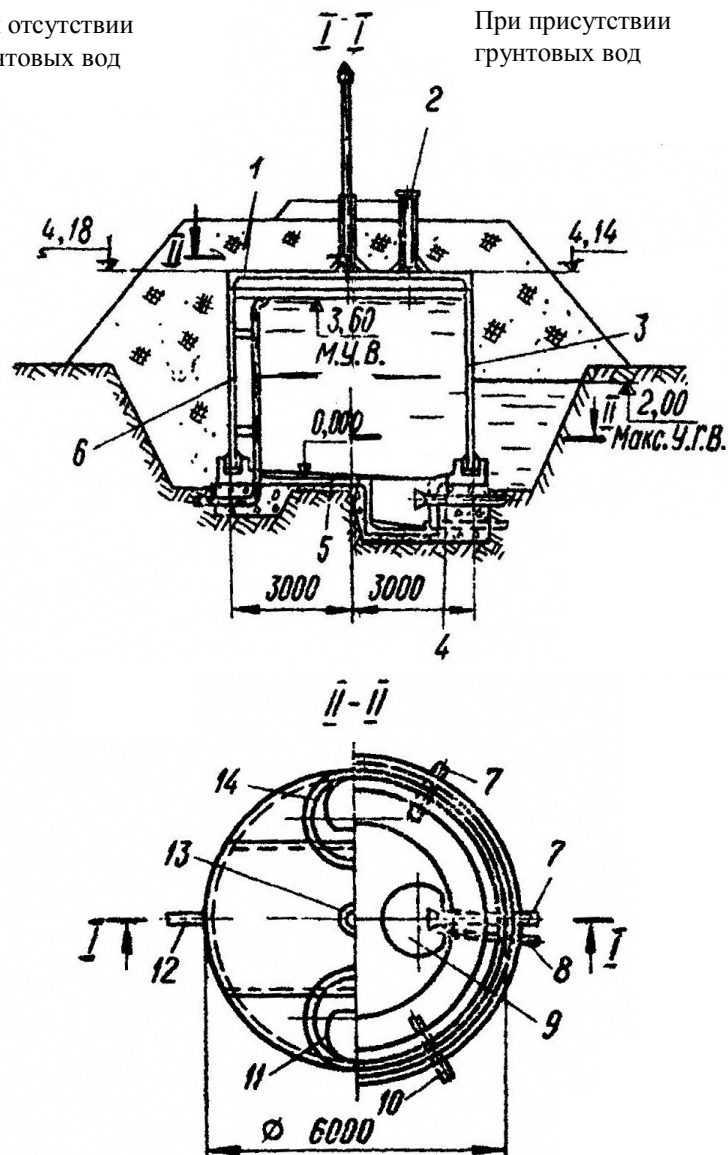


Рисунок 1.3 – Схема сборного цилиндрического резервуара емкостью 100 м<sup>3</sup> (типовой проект № 901-4-21):  
1 – покрытие (грунт – 1000 мм, изоляция битумом – 5 мм, сборно-монолитное покрытие); 2 – световой люк;  
3 – стена (сборная стенка – 120 мм, напряженная арматура, торкрет – 25 мм, изоляция битумом – 5 мм);  
4 – днище (железобетонная плита – 160 мм, изоляция битумом – 5 мм, бетонная подготовка – 100 мм);  
5 – плита – 120 мм, бетонная подготовка – 100 мм; 6 – сборная стенка – 120 мм, напряженная арматура, торкрет-штукатурка – 25 мм; 7 – отводящая труба, Ø 200 мм; 8 – грязевая труба, Ø 100 мм;  
9 – прямок; 10 – переливчатая труба, Ø 100 мм; 11 – люк-лаз; 12 – подающая труба – 100 мм;  
13 – вентиляционная колонка; 14 – камера для установки приборов сигнализации уровня воды  
(5 и 6 – при отсутствии грунтовых вод)

Конструкции люков – кольца и плиты, принимаются, как правило, сборные и железобетонные по ГОСТ 8020-68 или металлические по типовым сериям.

Покрытие резервуаров решается двумя способами: или в виде плоского монолитного, сборного, сборно-монолитного, или в виде монолитного купольного криволинейного очертания. Купольное покрытие более рационально с точки зрения статической работы, так как в этом покрытии возникают только сжимающие усилия, а следовательно, и толщина такого покрытия невелика. Однако вследствие трудоемкости возведения монолитных куполов резервуары с купольным покрытием не нашли широкого применения в массовом строительстве, а монолитные цилиндрические резервуары в

настоящее время возводят преимущественно с покрытием в виде плоской круглой плиты, опирающейся на стенки цилиндра (при небольших диаметрах резервуара – 4, 5, 6 м) или с безбалочным перекрытием, опирающимся на колонны, установленные внутри резервуара. В первом случае днище нерасчетное (при отсутствии грунтовых вод), во втором – нагрузки на днище от перекрытия передаются через колонны; тогда конструкцию днища рассчитывают как опрокинутое безбалочное перекрытие, работающее на отпор грунта. Сам отпор принимают в виде равномерно распределенной нагрузки, полученной от веса резервуара, заполненной жидкости, пригруза грунта, веса оборудования и снеговой нагрузки [58].

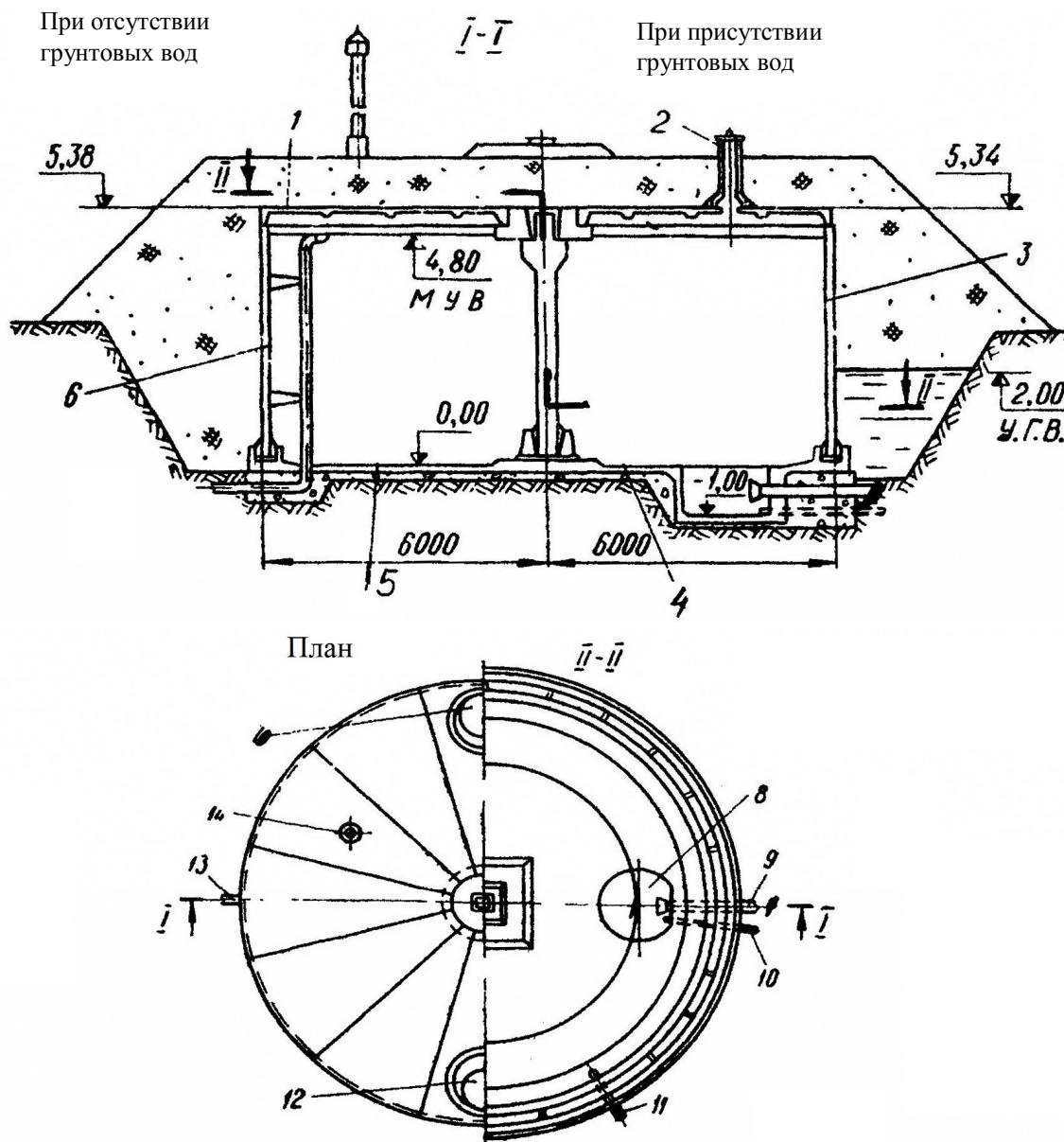


Рисунок 1.4 – Схема сборного цилиндрического резервуара емкостью 500 м<sup>3</sup> (типовой проект № 901-4-23): 1 – покрытие (грунт – 1000 мм, изоляция битумом – 5 мм, сборное покрытие); 2 – световой люк; 3 – стенка (плита – 120 мм, напряженная арматура, торкрет – 25 мм, изоляция битумом – 5 мм); 4 – днище (плита 160 мм, изоляция битумом – 5 мм, бетонная подготовка – 100 мм); 5 – плита 120 мм та бетонная подготовка – 100 мм; 6 – сборная стенка – 120 мм, напряженная арматура, торкрет – 25 мм; 7 – люк-лаз; 8 – приямок; 9 – отводящая труба, Ø 300 мм; 10 – грязевая труба, Ø 150 мм; 11 – переливчатая труба, Ø 150 мм; 12 – камера для установки приборов сигнализации уровня воды; 13 – подающая труба, Ø 200 мм; 14 – вентиляционная колонка (5 и 6 – при отсутствии грунтовых вод)

В цилиндрических сборных или сборно-монолитных резервуарах с монолитным дном решение сборных элементов перекрытия вызывает наибольшие трудности (требуется изготовление трапецевидных в плане ребристых плит), которые возрастают по мере увеличения диаметра резервуара (9, 12, 15, 18, 24 м). Поэтому сборные и сборно-монолитные резервуары большой емкости в настоящее время проектируют обычно прямоугольными, с ребристыми или безбалочными конструкциями покрытия.

В прямоугольных резервуарах, заполненных водой, стенки работают на изгиб с растяжением, а расход материалов (особенно арматуры) на стенки увеличивается по сравнению с круглыми резервуарами. Однако этот недостаток компенсируется существенным упрощением конструкции покрытия, выполняемого из ограниченного количества типоразмеров унифицированных сборных элементов. При этом сборные элементы в ряде случаев можно применять по номенклатуре элементов каркасов промышленных зданий. Наиболее рациональным объемом для круглых резервуаров следует считать объем в пределах 50–2000 м<sup>3</sup>, свыше 2000 м<sup>3</sup> более эффективным будет решение с применением прямоугольных резервуаров.

На рисунке 1.5 показан монолитный полузаглубленный резервуар для мазута вместимостью 550 м<sup>3</sup> с купольным покрытием.

На поперечном разрезе этого резервуара изображено его основное конструктивное решение и принципиальная схема армирования. Толщина дна составляет 120 мм, стен – 140 мм, купольное покрытие очерчено по круговой поверхности с радиусом 11 м; толщина оболочки покрытия всего лишь 90 мм, в зоне опирания оболочки на опорное кольцо толщина оболочки увеличивается и составляет 120–220 мм. Под дном резервуара устраивается плотная бетонная подготовка толщиной 150 мм из бетона класса С8/10. Все конструкции стен и купольного покрытия изготовлены из бетона класса С12/15. В зоне опирания стен на дно устраивается местное вутовское уширение с развитием во внутреннюю часть на 340–500 мм и на наружную часть стены – на 240 мм.

Армирование дна выполняется одинарной сеткой с размещением ее ближе к верхней части плиты. Диаметр арматуры принят 6 мм для кольцевых стержней и для радиальных, класс арматуры – А400С, назначение этой арматуры в основном конструктивное. В местах опирания стен кроме верхней сетки в плите дна устанавливается еще и нижняя сетка с шириной ее развития на 1550 мм. Зона уширения стен в местах сопряжения с дном армируется отгибами диаметром 6–8 А400 С, а также дополнительной кольцевой арматурой выше уровня верха плиты дна.

Опорное кольцо купольной оболочки покрытия является наиболее важным элементом в работе оболочки, поэтому здесь устанавливается четыре кольцевых продольных стержней диаметром 12–16 мм класса А400С.

На примере данного резервуара можно отметить, что его объем используется не полностью, предельный уровень заливки мазута не должен выходить за уровень опорного кольца оболочки, следовательно, верхняя часть резервуара высотой 2–2,2 м остается неиспользованной и приводит к дополнительному увеличению объема сооружения.

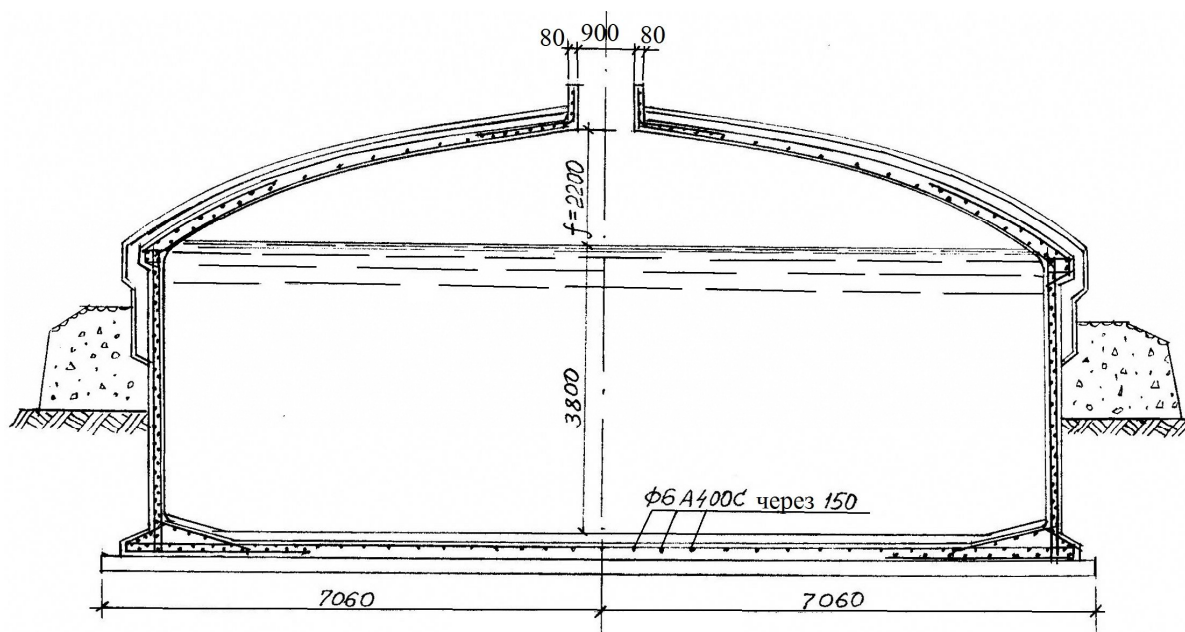


Рисунок 1.5 – Монолитный полузаглубленный резервуар для мазута вместимостью 550 м<sup>3</sup> с купольным покрытием

На рисунке 1.6 показан заглубленный предварительно-напряженный резервуар для хранения нефтепродуктов вместимостью 30 000 м<sup>3</sup>. Днище резервуара решено в монолитном железобетоне, стенка и покрытие – в сборном железобетоне. Стенка собирается из предварительно напряженных в вертикальном направлении панелей размером 2100×9420 мм. Толщина панели изменяется от 157 до 260 мм, ее вес равен 100 кН. Сопряжение стенки с кольцевым железобетонным фундаментом жесткое; осуществляется путем сварки закладных деталей. Панели при монтаже соединяются между собой сваркой выпусков арматуры диаметром 10 мм, установленной вдоль длинных сторон панелей с шагом 1 м. Для удобства сварки и замоноличивания между панелями оставляется зазор в 150 мм. Предварительному напряжению подвергается не только стенка резервуара, но и кольцевой железобетонный фундамент, днище, кольцевой бортовой элемент, уложенный по консольному карнизу верху стенки, и покрытие. Для этого в верхней и нижней зонах стенки производится навивка машиной АНМ-5 нескольких слоев высокопрочной предварительно напряженной проволоки. Для более равномерного и интенсивного обжата стенки, днища и фундаментного кольца днище располагается на слое песка толщиной 50 мм. Газонепроницаемость покрытия обеспечивается водяным экраном.

Проект описанного резервуара разработан бывшим ЭКБ ВНИИСТ совместно с бывшим Гипроспецпромстроем. Резервуары такого типа построены на нефтеперекачивающих станциях нефтепровода «Дружба» на территории России и Украины.

На рисунке 1.7 показан цилиндрический резервуар для воды вместимостью 45 000 м<sup>3</sup>, построенный в Оклэнде (США). Диаметр резервуара – 62,2 м, высота – 12,2 м, толщина стенки от – 0,6 м у основания до 0,3 м вверх. Чтобы уменьшить высоту стенки, днищу придана форма усеченного конуса. Предварительно напряженная стенка резервуара армирована горизонтальной и вертикальной арматурой; стык стенки с днищем – свободный (скользящий) [24].

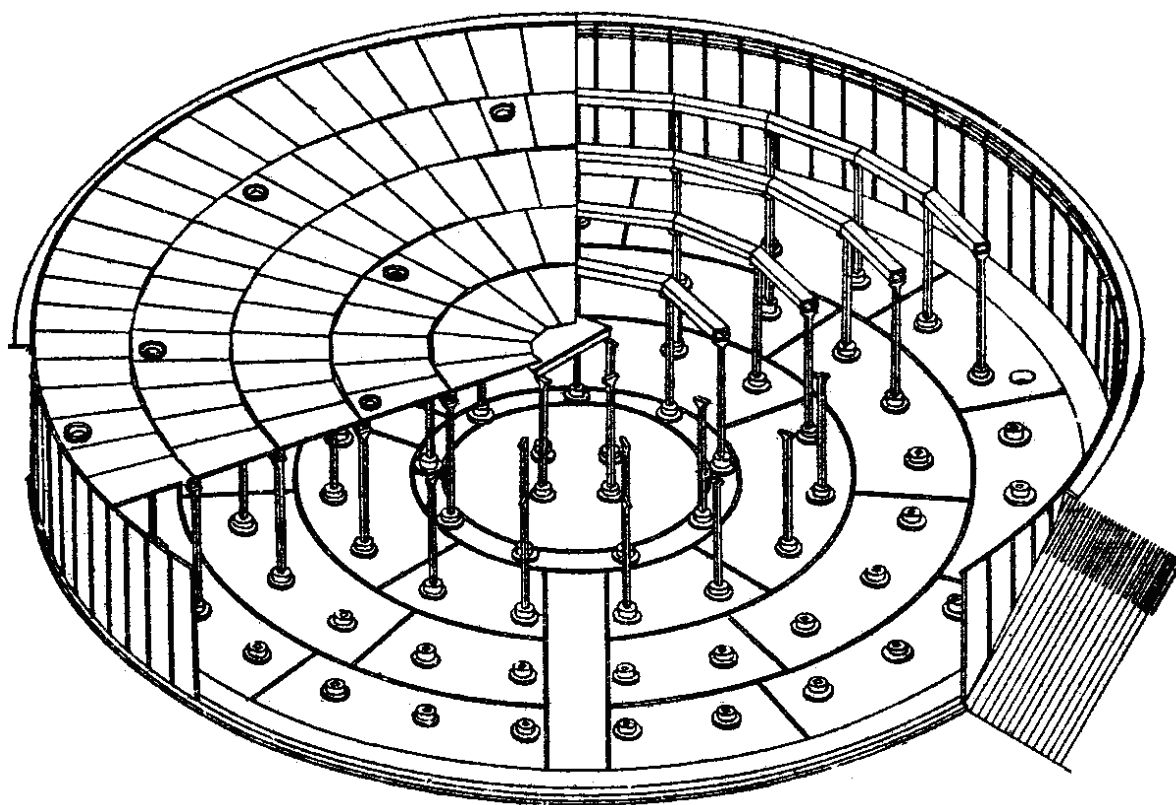


Рисунок 1.6 – Заглубленный железобетонный резервуар для нефтепродуктов вместимостью 30 000 м<sup>3</sup>

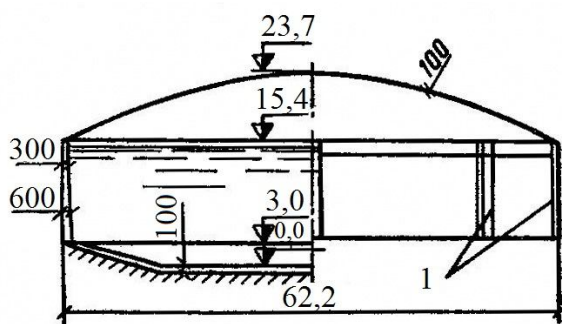


Рисунок 1.7 – Предварительно напряженный резервуар вместимостью 45 000 м<sup>3</sup>:  
1 – пилястры для анкерки предварительно напряженной арматуры

Широкое распространение получили конструкции сопряжений предварительно обжатой (напряженной) стенки резервуаров с днищем, фундаментным кольцом и опорной конструкцией покрытия в виде скользящих опор. Для этой цели в местах сопряжений укладываются непрерывные резиновые, неопреновые, хортеновые (заменители каучука) опорные прокладки (рис. 1.8, а, б). Обеспечивая свободу радиальных деформаций стенки в местах сопряжения, такая конструкция позволяет осуществить плотное обжатие стенки по всей высоте, включая зоны, прилегающие к опорным элементам. При жестком или шарнирном сопряжении без смещения опорных сечений стенки ее предварительное напряжение не обеспечивает плотности обжатия и герметичности стыков между панелями в зонах опорных узлов. К тому же в этих зонах в кольцевых сечениях стенки возникают моменты как вследствие навивки кольцевой арматуры, так и нагрузок на стенку, следовательно, возможно появление трещин.

Наряду с цилиндрической формой стенок в некоторых случаях применяются формы стенок в виде усеченных конусов. В качестве примера можно привести резервуар для питьевой воды вместимостью 35 000 м<sup>3</sup>, построенного в Роттердаме (Голландия) в 1978 г. (рис. 1.9).

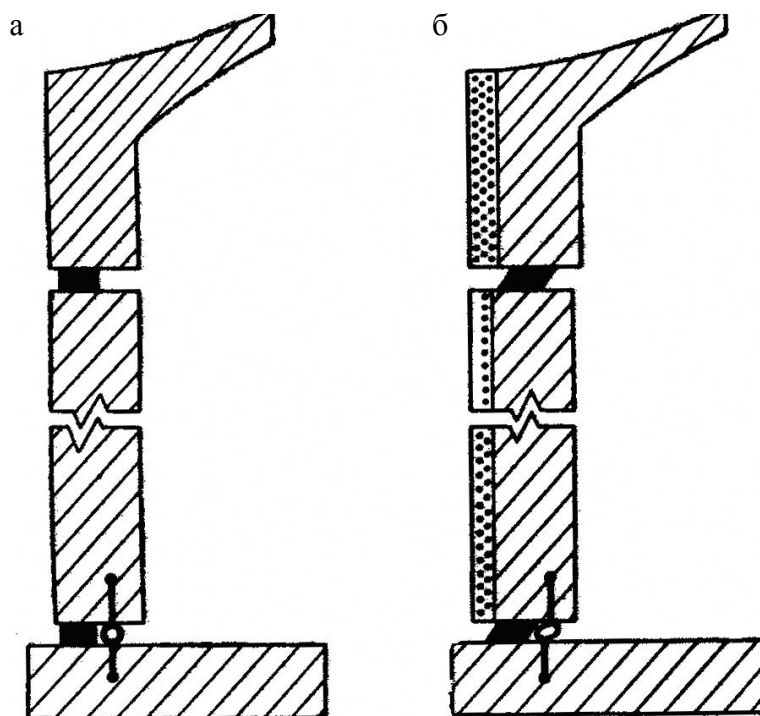


Рисунок 1.8 – Сопряжение опорного монолитного кольца покрытия с цилиндрической оболочкой резервуара и оболочки с опорным кольцом дна с помощью упругих прокладок: а – положение опорных прокладок до навивки предварительно напряженной арматуры; б – то же самое после навивки

Купольное покрытие этого резервуара имеет предварительно напряженное опорное кольцо (4), которое опирается на отдельно стоящие вне резервуара колонны (5), так что его вес ни на стенку, ни на днище не передается. Предварительно напряженная стенка толщиной 350 мм выполнена в виде усеченного конуса, что несколько упрощает проведение работ при ее бетонировании. Сопряжение стенки с днищем и покрытием подвижное, осуществляется посредством специальных сталеопрепеновых прокладок (7). Для анкеровки предварительно напряженной кольцевой арматуры по образующей стенке предусмотрены пилястры.

Вторым примером устройства конической стенки может служить резервуар, изображенный на рисунке 1.10 (г. Ронда, Испания); он имеет предварительно напряженную по образующей и в кольцевом направлении стенку. Форма стенки позволила упростить конструкцию днища и фундамента.

Деталь анкеровки напрягаемой кольцевой арматуры в пилястрах стенки изображена на рисунке 1.11. Вместо железобетонных пилястр иногда применяются металлические приставные анкерные устройства в виде прокатных уголков или швеллеров. Для равномерного обжатия стенки предварительно напрягаемые арматурные элементы устанавливают со взаимным перекрытием. В качестве предварительно напряженной арматуры используют канаты или высокопрочную проволоку [24].



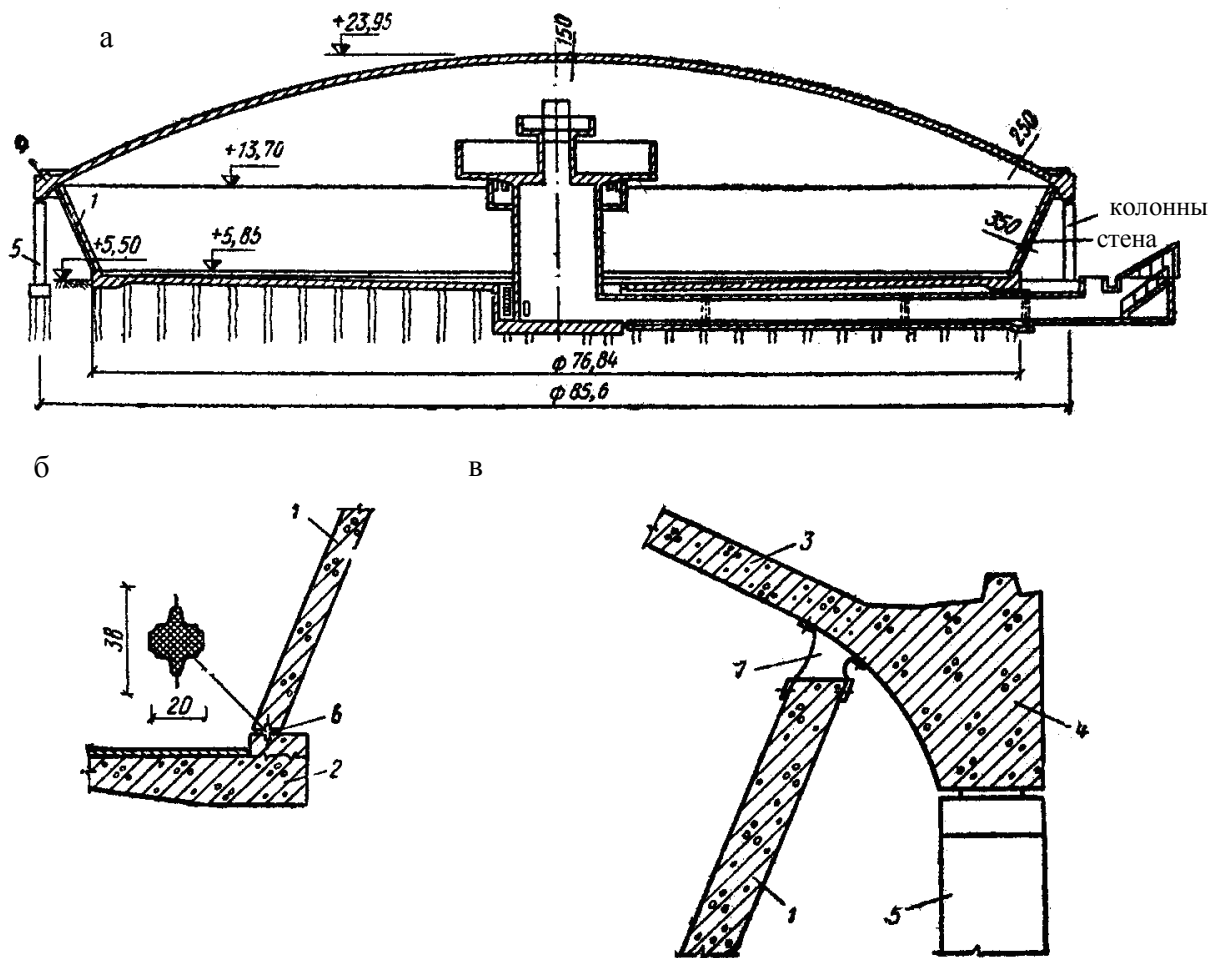


Рисунок 1.9 – Резервуар для питьевой воды вместимостью 35 000 м<sup>3</sup>: а – вертикальный разрез; б – подвижное сопряжение стенки с дном; в – подвижное сопряжение стенки с покрытием; 1 – стенка; 2 – днище; 3 – купол; 4 – опорное предварительно напряженное кольцо; 5 – колонна; 6 – уплотнительная неопреновая лента; 7 – неопреновая прокладка

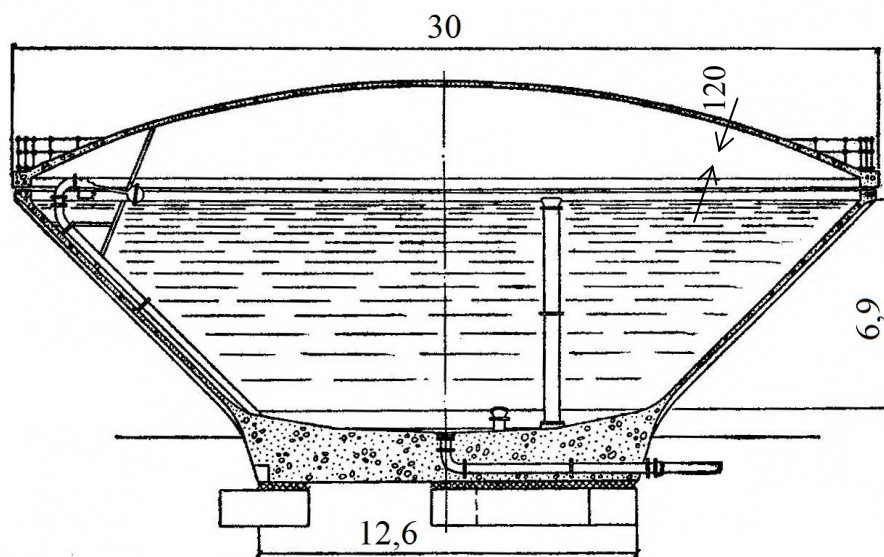


Рисунок 1.10 – Предварительно-напряженный резервуар вместимостью около 2500 м<sup>3</sup>



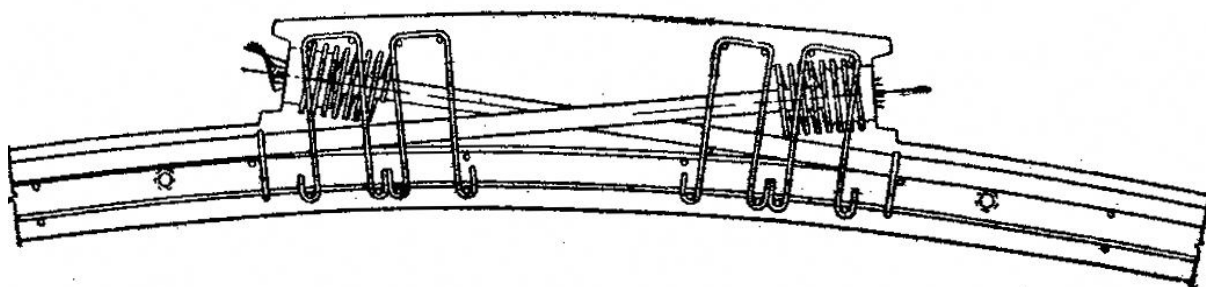


Рисунок 1.11 – Крепление арматурных предварительно-напряженных пучков в вертикальных пилястрах стенок резервуаров и силосных банок

После выполнения предварительного натяжения внешней арматуры поверхности стен покрывают торкретбетоном класса С16/20 на мелком щебне, толщина покрытия 25–30 мм.

### 1.3 Прямоугольные резервуары

Наряду с цилиндрическими и коническими резервуарами очень широко распространены прямоугольные резервуары. Емкость прямоугольных резервуаров колеблется в широких пределах и может составлять от 50 до 20 000 м<sup>3</sup> и более. В практике проектирования и использования приняты рекомендации, что до 2000 м<sup>3</sup> более рациональными считаются круглые (цилиндрические) резервуары, а в пределах от 2000 м<sup>3</sup> до 20 000 м<sup>3</sup> и более целесообразно применять прямоугольные резервуары. Хотя мировая практика показывает, что и цилиндрические резервуары могут достигать объема 50 000 м<sup>3</sup> и даже 100 000 м<sup>3</sup>.

В типовых проектах резервуаров прямоугольной формы, разработанных в основном московским институтом «Союзводоканалпроектом», стенки и покрытия предусматриваются сборными, днище монолитным. Плита днища плоская, ее толщина – 120–150 мм (в местах расположения колонн имеются местные утолщения). Учитывая возможные неравномерные осадки основания, в типовых проектах прямоугольных резервуаров в плите днища предусмотрено двойное армирование.

Стены прямоугольных резервуаров выполнены из сборных плоских панелей, размеры которых определяются высотой резервуаров и расстоянием между вертикальными швами. Номинальная ширина стенных панелей – 3 м (в некоторых случаях для уменьшения собственного веса ширина уменьшена до 1,5 м). Высота стенных панелей кратна 600 мм. Панели армируют сварными сетками. В прямоугольных резервуарах стенные панели заделаны в паз днища. Панели соединяют сваркой горизонтальной арматуры с последующим заполнением стыка бетоном с безусадочными свойствами. В резервуарах для мазута при проектировании сопряжений стенных панелей учтены температурные воздействия [8].

Для покрытий использованы типовые плиты и ригели по серии ИИ-20 промышленных зданий, что существенно облегчает возведение резервуаров. Сборные плиты размером 1,5×6 м серии ИИ-24-2 устанавливают на полки железобетонных ригелей или по верху ригелей прямоугольного сечения. Плиты приваривают к ригелям и стенным панелям (рис. 1.12) при помощи стальных закладных деталей, а зазоры между ними заполняют бетоном. Ригели устанавливают на сборные колонны прямоугольного сечения

и закрепляют сваркой закладных деталей. После сварки верхней арматуры и замоноличивания стыков ригели работают по схеме неразрезных балок. Поверх плит укладывается цементная стяжка, а затем гидроизоляция [7, 49, 56].

На рисунке 1.13 показан один из вариантов установки сборных стенных панелей в монолитное железобетонное днище, имеющее утолщенную часть в зоне установки стенной панели. В этом месте образуется стаканная продольная часть, которая после монтажа панелей замоноливается бетоном класса C12/15-C16/20. Наружная ступень стакана рассчитывается с учетом величины отпора грунта, возникающего от собственного веса резервуара и веса внутреннего заполнения. На этом же рисунке приведено принципиальное армирование узлового сопряжения стен и фундамента-днища. В качестве рабочей арматуры используется арматура классов A400C и A240 с диаметрами от 8 до 12 мм.

Одним из вариантов устройства малогабаритных прямоугольных резервуаров может служить пример типового резервуара емкостью 250 м<sup>3</sup>, разработанного «Союзводоканалпроектом» и приведенного на рисунке 1.14.

В качестве покрытия в этом проекте использованы сборные предварительно напряженные ребристые плиты размером 1485×5950 мм (серия ИИ-24-2), опирающиеся в поперечном направлении на сборные панельные стены резервуара. Вариант предусматривает устройство резервуара в условиях сухой грунтовой среды и в условиях повышенного уровня грунтовых вод. Данный проект разработан под № 4-18-841 [36].

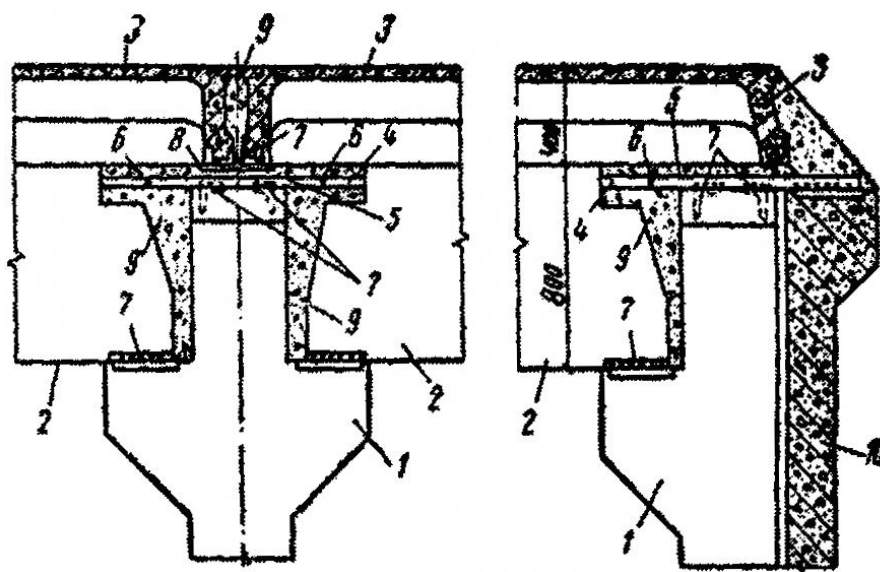


Рисунок 1.12 – Узел сопряжения сборных элементов покрытия – вариант опирания плит по верху ригелей:

1 – средняя и пристенная колонны; 2 – ригель прямоугольного сечения; 3 – ребристая плита размером 1,5×6 м; 4 – арматурные выпуски из ригелей; 5 – коротыш из арматурной стали (приваривается к колонне и стеной панели); 6 – ванная сварка арматуры; 7 – сварные швы; 8 – закладная деталь для крепления плит; 9 – заполнение швов между сборными элементами бетоном на мелком щебне; 10 – стенная панель

Сборные железобетонные прямоугольные резервуары больших емкостей komponуются с применением внутренних колонн, выполненных по серии ИИ-22-3, установленных с ячейкой 6×6 м. По этим колоннам в одном направлении укладываются ригели (серия ИИ-23-3) с опираниями на двойные консоли колонн. Для опирания крайних ригелей предусматриваются колонны с одной консолью у наружных (торцевых) стен резервуара.

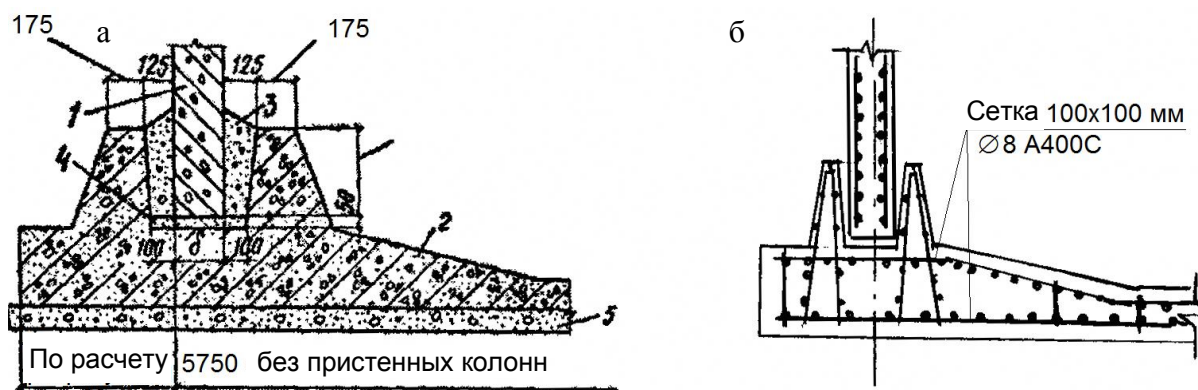


Рисунок 1.13 – Соединение стенных панелей с плитой дна:

- а – конструктивное решение; б – армирование элементов соединения; 1 – стенная панель;  
2 – монолитная плита дна; 3 – заполнение промежутков бетоном на мелком щебне;  
4 – выравнивающий слой цементного раствора; 5 – бетонная подготовка

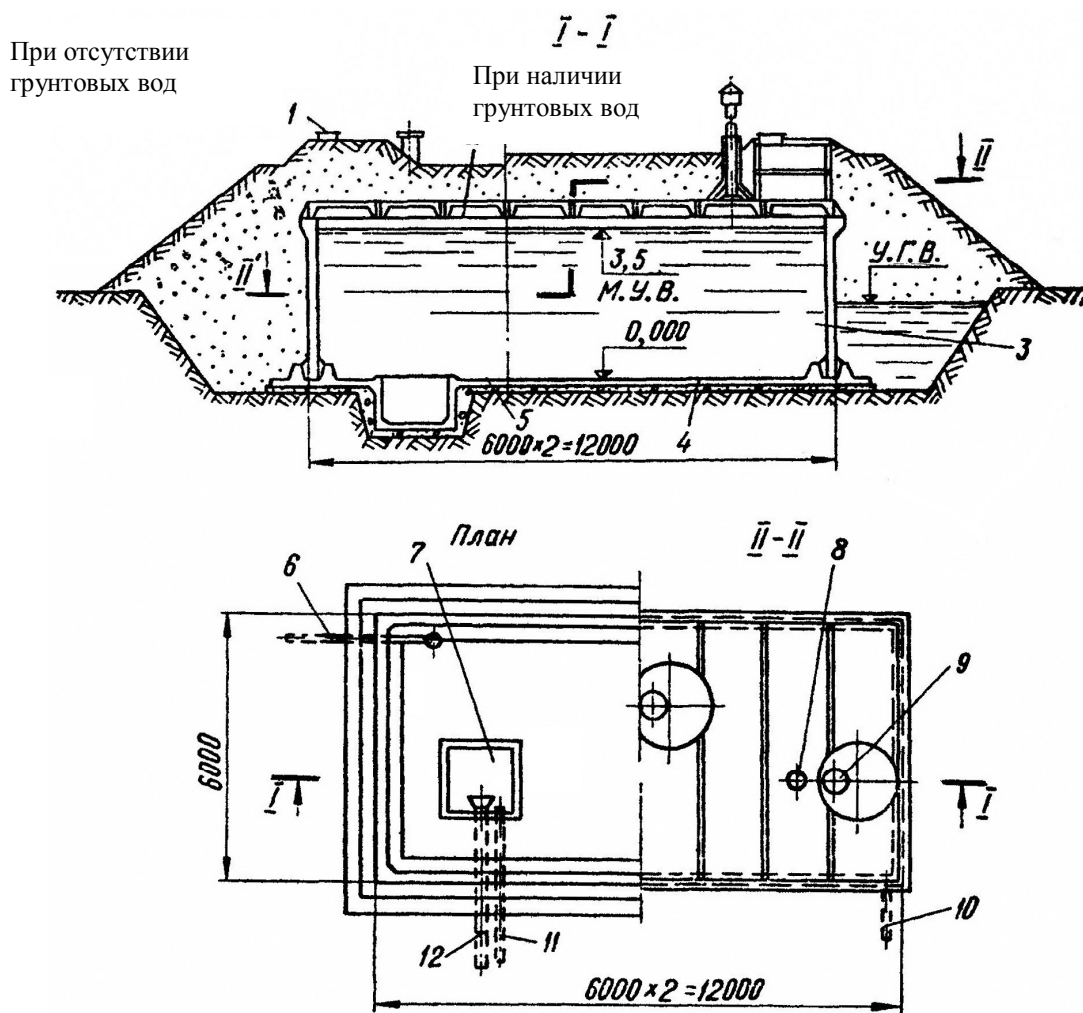


Рисунок 1.14 – Схема сборного прямоугольного резервуара емкостью 250 м<sup>3</sup>

- (типовой проект № 4-18-841): 1 – люк-лаз; 2 – покрытие (грунт 500; 700; 1000 мм – при отсутствии та 1000 мм – при присутствии грунтовых вод, битумная обмазка – 5 мм, цементная стяжка – 30 мм, сборное покрытие); 3 – сборная стенка – 180 мм; 4 – днище (монолитная плита 160 мм, цементная стяжка – 20 мм, битумная гидроизоляция – 5 мм, бетонная подготовка 100 мм); 5 – монолитная плита – 160 мм, один слой пергамина, бетонная подготовка 100 мм; 6 – переливная труба; 7 – приямок; 8 – вентиляционная колонка; 9 – камера для установления сигнализации уровня воды; 10 – подающая труба; 11 – грязевая труба; 12 – отводящая труба

Плиты покрытия опираются внутри резервуара на полки ригелей, а в наружных пролетах на ригели и на наружные стены (рис. 1.15). Объемы подобных резервуаров колеблются от 20 000 м<sup>3</sup> до 50 000 м<sup>3</sup> и более.

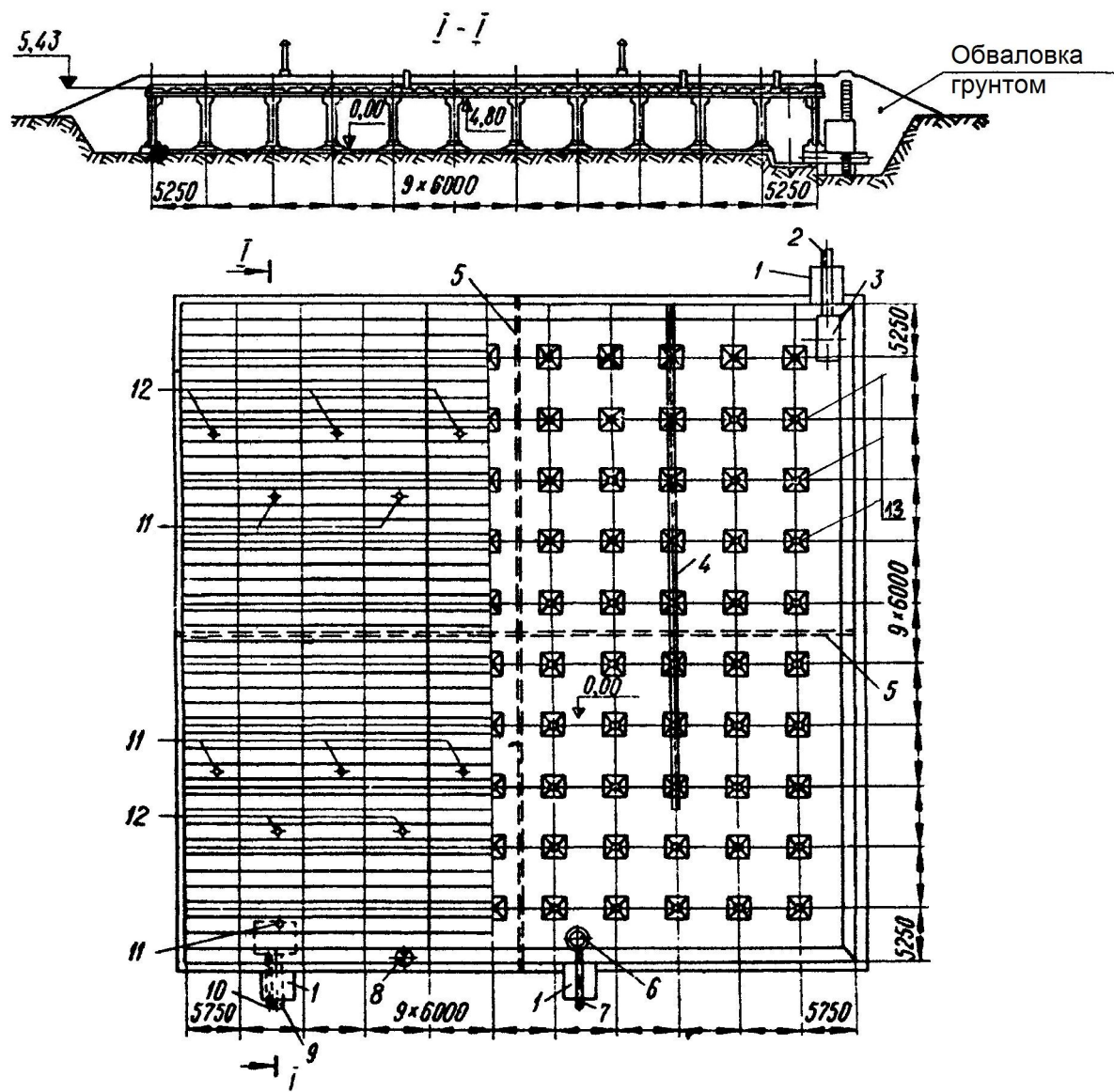


Рисунок 1.15 – Схема сборного прямоугольного резервуара емкостью 20 000 м<sup>3</sup> (типовой проект № 4-18-855): 1 – смотровая камера; 2 – подающая труба, Ø400 мм; 3 – входная камера; 4 – ригеля; 5 – температурно-усадочный шов; 6 – переливчатая камера; 7 – переливная труба, Ø 800 мм; 8 – камера; 9 – отводящая труба, Ø 1400 мм; 10 – грязевая труба, Ø 200 мм; 11 – световой люк; 12 – вентиляционные колонки; 13 – фундаменты

Подобные резервуары можно применять на всей территории Украины, а также в районах с температурой наружного воздуха не ниже -40 °С и расчетной сейсмичностью не выше 7 баллов. Характеристическая снеговая нагрузка не должна превышать 1,6 кН/м<sup>2</sup>. Строительство прямоугольных резервуаров емкостью менее 20 000 м<sup>3</sup> возможно на площадках как с сухими грунтами, так и при наличии грунтовых вод (при высоте подпора до 2,0 м). Все крупногабаритные резервуары обваловываются грунтом для повышения

теплоизоляции ограждающих конструкций. Строительство их должно выполняться в сухих грунтах.

Для всех типов резервуаров грунты основания должны быть однородными, непросадочными и обеспечивать возможность восприятия характеристического давления не менее  $1,5 \text{ кг/см}^2$  (0,15 МПа).

Грунтовая засыпка на покрытии устраивается трех размеров – 500, 700, 1000 мм и зависит от конкретных климатических условий строительства.

Гидроизоляция покрытия, препятствующая проникновению в резервуар ливневых вод, состоит из битумной обмазки, гидроизола, уложенных по цементной стяжке,  $\delta = 30 \text{ мм}$ . Гидроизоляция стен и днища, а также внутренняя отделка поверхностей такие же, как и для цилиндрических резервуаров. Техничко-экономические показатели типовых прямоугольных резервуаров приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Основные размеры и технико-экономические показатели типовых сборных железобетонных прямоугольных резервуаров для воды

Емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Номер типового проекта	Размер в плане, м		Высота, м	Толщина, мм		Технико-экономические показатели			
		А	В		стенки	днища	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup> полезной емкости		Класс бетона	
							железобетон, м <sup>3</sup>	сталь, кг	сборного	монолитного
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$\frac{50}{51}$	4-18-839	6,0	3,0	3,6	180	160	0,492	$\frac{55,4}{56,8}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{100}{110}$	4-18-840	6,0	6,0	3,6	180	160	0,316	$\frac{34,9}{36,97}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{250}{226}$	4-18-841	12,0	6,0	3,6	180	160	0,248	$\frac{26,11}{29,41}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{500}{491}$	4-18-842	12,0	12,0	3,6	180	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,193}{0,207}$	$\frac{23,34}{24,95}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{1000}{981}$	4-18-850	18,0	12,0	4,8	200	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,160}{0,172}$	$\frac{18,46}{20,39}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{2000}{1985}$	4-18-851	24,0	18,0	4,8	200	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,132}{0,138}$	$\frac{16,23}{18,06}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{3000}{3310}$	4-18-852	30,0	24,0	4,8	200	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,135}{0,132}$	$\frac{16,0}{17,5}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{6000}{5970}$	4-18-853	60,0	36,0	4,8	200	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,110}{0,118}$	$\frac{14,8}{16,1}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{10000}{10685}$	4-18-854	48	48	4,8	200	$\frac{120}{160}$	$\frac{0,100}{0,108}$	$\frac{13,8}{14,95}$	$\frac{C16/20}{C25/30}$	C16/20
$\frac{20000}{19650}$	4-18-855	65,5	64,5	4,8	200	126	0,149	11,95	C25/30	C16/20

**Примечание:**

1. В графе емкость в числителе указана номинальная, а в знаменателе – фактическая полезная емкость.
2. В числителе приведены данные для сухих грунтов, в знаменателе – при наличии грунтовых вод.
3. Показатели приведены для толщины грунтовой засыпки на покрытии резервуара, равной 1000 мм.

## 1.4 Защита резервуаров от проницаемости

При проектировании железобетонных резервуаров особое внимание уделяется их непроницаемости, защите материала, из которого выполнен резервуар, от вредного воздействия хранимого в нем продукта, а также сохранению физико-химических свойств продукта в течение длительного срока. Методы и средства защиты резервуаров весьма многообразны и специфичны [8].

Одним из радикальных средств защиты емкостей от проницаемости, а также от вредного влияния хранимого продукта является устройство облицовок или покрытий, которые должны обладать следующими качествами: прочностью, долговечностью и достаточной деформативностью, устойчивостью к температурному воздействию в требуемых пределах, а также стойкостью и безвредностью по отношению к хранимому продукту. Все эти качества должны сохраняться в течение длительного времени [23, 24].

В США и Франции наиболее распространены защитные покрытия на основе тиокол-латекса (тиокол-латекс-алкилполи-сульфид – поддающаяся вулканизации пластмасса). Устройство покрытий производится или путем наклеивания листового тиокола (хлопчатобумажной или стеклянной ткани, пропитанной тиокол-латексом), или покраски поверхности составами на основе тиоколлатекса.

На Украине и в других странах разработаны и применяются покрытия из пленочного винилпласта толщиной 0,4–0,6 мм, наклеиваемого на бетон цементно-латексной смесью, обмазки, изготовленные на основе эпоксидных смол, а также стеклопластиковая изоляция.

Для облицовки внутренних поверхностей резервуаров применяется также листовая сталь толщиной 1–4 мм. Облицовку резервуара стальными листами можно производить как после выполнения железобетонных работ, так и до них, используя затем предварительно смонтированную стальную облицовку в качестве внутренней опалубки. При первом способе нельзя достигнуть плотной связи облицовки с бетоном, возможно образование «раковин» и, следовательно, коррозии облицовки со стороны бетона. При втором способе листы стальной облицовки должны быть значительной толщины, поскольку во время бетонирования они испытывают нагрузку от свежесуложенной бетонной смеси. Этот недостаток устранен в сборных резервуарах, разработанных институтом Гипрогазнефть, в которых стенки и днища собираются из панелей, облицованных стальным листом толщиной 2,5–4 мм.

Следует иметь в виду, что стальная облицовка в ряде случаев может проводиться только для устранения проницаемости резервуара и что она сама должна быть защищена от вредного воздействия хранимого продукта. К тому же применение такой облицовки приводит к большому расходу листовой стали. Поэтому представляют интерес конструкции резервуаров, в которых непроницаемость достигается без устройства специальных защитных покрытий. Ведутся работы по разработке специальных непроницаемых для бензина бетонов и устройству гидравлической изоляции путем насыщения бетона водой.

В настоящее время получены бензинонепроницаемые бетоны на основе портландцементов с добавками гидрата окиси железа или хлористых солей кальция,

натрия, а также бетон, в котором роль вяжущего выполняют эпоксидные смолы – пластбетон. Армированный пластбетон – армопластбетон – может применяться самостоятельно в виде несущих конструкций, обладающих высокой коррозионной стойкостью, или как изоляционный слой с обычным железобетоном (двухслойные конструкции).

Эффективным является способ устройства железобетонных монолитных конструкций резервуара с применением добавок пенетрона. Особенностью действия этих добавок являются высокие проникающая и гидроизолирующая способности смесей. Компоненты смеси, проникая в бетон, образуют в нем неразрушающиеся мельчайшие кристаллы, которые препятствуют малейшему проникновению воды в бетон. Пенетрон противостоит также воздействию агрессивной для бетона среды. Проникающая гидроизоляция может внедряться в бетон на глубину 30–40 см и более, чего для стенок и днища резервуара вполне достаточно.

Весьма перспективны резервуары с замкнутыми оболочками из синтетических материалов, размещаемыми внутри них, которые предохраняют емкость от просачивания и испарения продукта. Однако достаточного опыта эксплуатации таких резервуаров в настоящее время еще не имеется.

Борьба с потерями продукта от испарения и повышение газонепроницаемости резервуаров в основном осуществляются:

- 1) устройством плавающих покрытий (крыш) в виде понтонов из армоцементных конструкций или из синтетических материалов;
- 2) устройством на покрытии водяного экрана, т. е. покрытие проектируется в виде крыши-ванны со слоем воды толщиной 100–150 мм. Вода, заполняя капилляры в бетоне, в значительной степени повышает его герметичность. На этом принципе основаны конструкции резервуаров, все элементы которых (стенка, днище и покрытие) герметизированы с помощью гидроизоляции;
- 3) предварительным напряжением всех конструктивных элементов резервуара (днища, стенок и покрытия).

Одним из средств борьбы с потерями от испарений продукта из резервуаров является создание в нем постоянного температурного режима, однако это мероприятие дает положительный результат только при длительном хранении продукта и требует устройства специального оборудования, контролирующего температурный режим хранимого продукта.

### **1.5 Общие положения расчета резервуаров**

При расчете резервуаров в первую очередь (как и при расчете любой конструкции) определяется расчетная схема конкретного элемента. Резервуары представляют собой комплексные сложные сооружения, объединяющие в себе днище, стены и покрытия. Расчет резервуаров может производиться двумя способами:

- 1) каждый конструктивный элемент рассчитывается независимо от других;
- 2) резервуар рассчитывается как единое целое сооружения с учетом сочленения составных элементов и общей нагрузки на эти элементы.



При выборе расчетной схемы (расчетной модели) резервуара имеет существенное значение его форма в плане (круглая, прямоугольная, коническая), сопряжение днища со стенками (жесткое или шарнирное), соединение покрытия с верхним контурным элементом стен (шарнирное, упруго-податливое или жесткое).

Сечения большинства элементов конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений рассчитываются на прочность по методу предельных состояний. В первой группе предельных состояний в бетоне развиваются пластические деформации и нарушается его сплошность, т. е. появляются и раскрываются трещины. В арматуре напряжения достигают предельного состояния, которое близко к величине предела текучести или предела прочности стали. Однако внутренние усилия  $M$ ,  $N$  и  $V$ , по которым производится расчет сечений, для большинства статически неопределимых железобетонных конструкций определяются методами строительной механики упругих систем. Поскольку резервуары относятся к таким сооружениям, в которых появление трещин при эксплуатации недопустимо, их статический расчет принято выполнять чаще всего в упругой стадии напряженного состояния.

В резервуарах рассчитывают покрытия, стенки и днища, в целом представляющие собой пространственные системы. Расчет цилиндрических и круглых резервуаров будет рассмотрен отдельно.

Независимо от принятого конструктивного решения и формы в плане расчет резервуаров должен производиться с учетом следующих случаев загрузки:

- 1) резервуар заполнен водой или другим жидким компонентом, но не обсыпан грунтом (при испытании);
- 2) резервуар пустой, но обсыпан грунтом;
- 3) резервуар заполнен частично или полностью внутренним продуктом и обсыпан грунтом; кроме того, конструкции подвержены неравномерному нагреванию или охлаждению.

Резервуары следует рассчитывать на все указанные случаи загрузки, принимая сочетания нагрузок в соответствии с ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [1].

При расчете железобетонных резервуаров характеристические нагрузки, коэффициенты надежности, точности натяжения предварительно напрягаемой арматуры, перегрева или переохлаждения следует принимать в соответствии с «Указаниями по проектированию железобетонных резервуаров для нефти и нефтепродуктов» (СН 326-65), а также с рекомендациями СНиП 2.09.03-85 [8].

На первом этапе расчета цилиндрических резервуаров рассмотрим расчетную схему стенки в виде вертикальной оболочки, шарнирно соединенной с днищем. В этом случае на стенку резервуара действует нагрузка от жидкости, распределяющаяся по линейному закону и зависящая, в первую очередь, от глубины погружения рассматриваемого сечения. Чем глубже сечение стены, тем больше давление передается на нее от заполняющей резервуар жидкости. При этом следует помнить, что по закону Паскаля давление жидкости передается во всех направлениях с одинаковым значением. То есть, вертикальное и горизонтальное давления имеют одинаковое значение и в первую



очередь зависят от высоты столба жидкости. На рисунке 1.16 показана принципиальная расчетная схема цилиндрического резервуара.

Характеристическое значение давления жидкости на стенку резервуара на глубине  $l-x$  от верхнего уровня жидкости обозначим  $p_x$ . Тогда расчетное значение  $p_x$  можно найти из подобия треугольников при известном значении  $p_l = \gamma_f \rho l$ :

$$\frac{p_x}{p_l} = \frac{l-x}{l}, \quad (1.1)$$

отсюда:

$$p_x = p_l \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \gamma_f \rho l \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \gamma_f \rho (l-x), \quad (1.2)$$

где  $\rho$  – средняя плотность жидкости (для воды  $\rho = 1$ , для нефтепродуктов  $\rho = (0,85-0,9)$ );

$\gamma_f$  – коэффициент надежности  $\gamma_f = 1,1-1,15$ .

Гидростатическое давление жидкости вызывает в стенке кольцевые растягивающие усилия  $N_x^0$ . Их значение определяют на основании равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице (это может быть 0,5 м; 0,6 м; 1 м; 1,2 м). На эти пояса разбивается вся высота стенки резервуара, и для каждого уровня определяется величина  $p_{xi}$ . Затем вычисляется растягивающее усилие

$$N_x^0 = p_x \cdot R, \quad (1.3)$$

где  $R$  – радиус кольца.

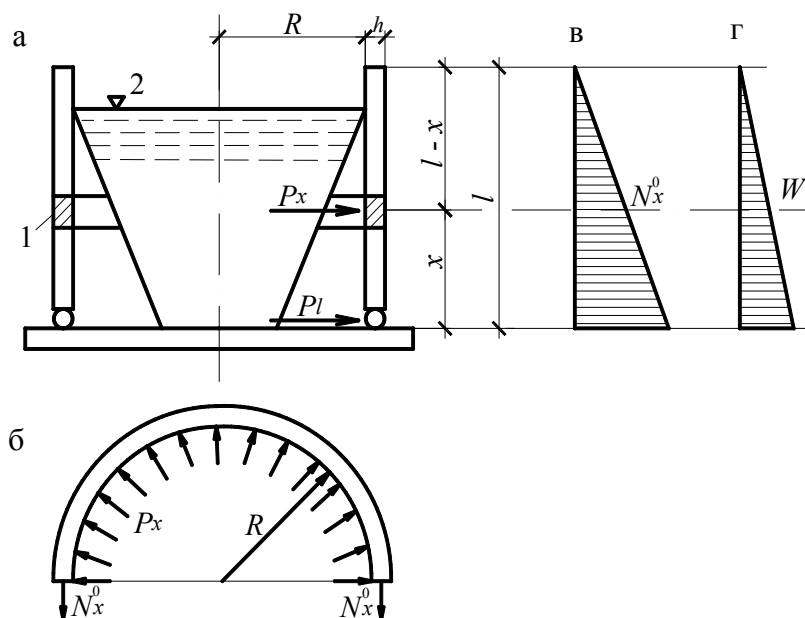


Рисунок 1.16 – Расчетная схема цилиндрического резервуара:

а – вертикальный резервуар; б – сечение в плане (половина кольца); в – эпюра кольцевых растягивающих сил; г – эпюра радиальных перемещений стены; 1 – рассматриваемое кольцо стены резервуара; 2 – уровень жидкости

Эпюра кольцевых сил в стенке имеет линейное очертание с максимумом у дна и минимумом на поверхности жидкости (рис. 1.16, в). Под воздействием кольцевых сил периметр стены увеличивается и сама стена перемещается в радиальном направлении. Эпюра этих перемещений ( $W$ ) повторяет по очертанию эпюру  $N_x^0$  (рис. 1.16, г). Площадь арматуры для кольцевого направления подбирается по формуле

$$A_s = \frac{N_x}{\gamma_s f_{yd}}, \quad (1.4)$$

где  $\gamma_s$  – коэффициент условий работы арматуры;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры.

При жестком сопряжении стенок с дном в монолитных резервуарах или сборных с конструкцией опорного узла (рис. 1.13, а) радиальные перемещения на уровне дна практически равны нулю вследствие ничтожно малой деформируемости дна в своей плоскости. В связи с этим вертикальная образующая стены искривляется, в ней возникают изгибающие моменты ( $M_x$ ), действующие вдоль образующей, и соответствующие им поперечные силы ( $V_x$ ).

Стена представляет собой осесимметричную цилиндрическую оболочку. В ней, как и в других тонкостенных пространственных системах, изгиб имеет локальный характер. В зоне местного изгиба справедливо уравнение:

$$\left( \frac{S^4}{4} \right) \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + W = \left( \frac{R^2}{E_{cm} \cdot h} \right) \cdot q, \quad (1.5)$$

где  $S = 0,76\sqrt{R_y t}$ ;  $R_y, t$  – радиус и толщина оболочки;

$E_{cm}$  – модуль упругости бетона;

$h$  – параметр сечения оболочки:  $t \cong h$ ;  $q = p_x$ .

Решение уравнения (1.5) может быть представлено в таком виде:

$$M_x = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (1.6)$$

При этом  $M_x = -D \frac{d^2 W}{dx^2}$ ;  $D = EJ$ .

При жестком закреплении стены с дном (с учетом местного момента  $M_1$  и поперечной силы  $V_1$ ) окончательные выражения для определения кольцевых сил  $N_x$  и изгибающих моментов  $M_x$  в стене на уровне, находящемся на расстоянии  $x$  от дна, имеют вид:

$$N_x = N_x^0 - p_l R \left[ e^{-\varphi} \cos \varphi + e^{-\varphi} \sin \varphi \cdot \left( 1 - \frac{S}{l} \right) \right]; \quad (1.7)$$

$$M_x = 0,5 p_l S^2 \left[ \left( 1 - \frac{S}{l} \right) e^{-\varphi} \cos \varphi - e^{-\varphi} \sin \varphi \right], \quad (1.8)$$

где  $\varphi = \frac{x}{l}$  – безразмерная координата,  $S$  (см. (1.5));

$p_l$  – давление жидкости на уровне дна резервуара.

На уровне дна  $x = 0$ , значение  $\varphi = \frac{x}{S} = 0$ ,  $e^{-\varphi} = 1$ ,  $\sin \varphi = 0$ ,  $\cos \varphi = 1$ , тогда из уравнения (1.8) можно определить максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = 0,5 p_l S^2 \left( 1 - \frac{S}{l} \right). \quad (1.9)$$

Характерные эпюры для  $N_x$  и  $M_x$  приведены на рисунке 1.17, а.

При подвижном сопряжении сборной цилиндрической стенки с дном по ее торцу образуется сила трения вследствие радиального перемещения стены  $Q_f = N \cdot \mu$ ;  $N$  – нормальное давление от веса стены и покрытия на ней вместе с засыпкой;  $\mu = 0,5$  (коэффициент трения).

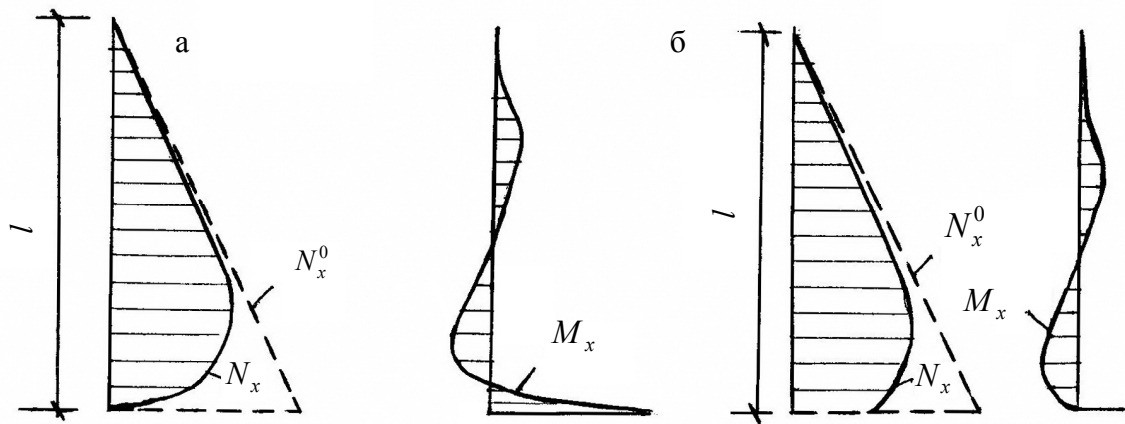


Рисунок 1.17 – Эпюры кольцевых сил и изгибающих моментов:  
а – соединение стены с дном жесткое; б – то же подвижное

Кольцевую растягивающую силу в стенке на уровне  $x$  от дна определяют по формуле

$$N_x = N_x^0 - 2 \left( \frac{R}{S} \right) \cdot Q_f \cdot e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (1.10)$$

При этом максимальный момент

$$M_{x,\max} = Q_f \cdot S \cdot e^{-\varphi} \sin \varphi \quad (1.11)$$

он расположен на расстоянии  $x_1$  от дна

$$x_1 = 0,6 \sqrt{R \cdot h}. \quad (1.12)$$

Распределение усилий  $N_x$  и  $M_x$  в случае подвижного смещения стенки показано на рисунке 1.17, б.

Площадь сечения вертикальной арматуры стен определяют как в изгибаемой плите отдельно от действия гидростатического давления и от наружной обсыпки. Расчетное количество арматуры определяют по величинам моментов, приведенных на рисунке 1.17. Размещают арматуру в нижней трети стены с защитным слоем 15 мм; выше предусматривается конструктивная арматура диаметром 10–12 мм класса А400С или В500.

При расчете и конструировании покрытий и колонн цилиндрических резервуаров особых требований не предъявляется. Они рассчитываются как изгибаемые и сжатые элементы. В обычных условиях (при отсутствии подпора грунтовых вод) вес днища и жидкости над ним уравнивается отпором грунта, не вызывая изгиба днища. Лишь на участках, примыкающих к стене и фундаментам колонн, в днище возникают местные изгибающие моменты. В этих местах предусматривают особое армирование, в остальной части арматуру ставят конструктивно (диаметр 12–16 мм класса А400С). Днища, как правило, выполняют монолитными.

Для более точного расчета стенок цилиндрических резервуаров можно рассмотреть равновесие элементарного объема стенки, вырезанного из резервуара, и составить два уравнения равновесия (рис. 1.18): сумма моментов относительно оси  $x-x$  и сумма проекций всех сил на ось  $z$ .

$$\sum M_{x-x} = 0; M_1 - (M_1 + dM_1) + N \frac{dx}{2} + (V + dV) \cdot \frac{dx}{2} = 0,$$

где  $dM_1$  – приращение изгибающего момента;

$dV$  – приращение поперечной силы;

$$dM_1 + V \frac{dx}{2} + (V + dV) \frac{dx}{2} = 0;$$

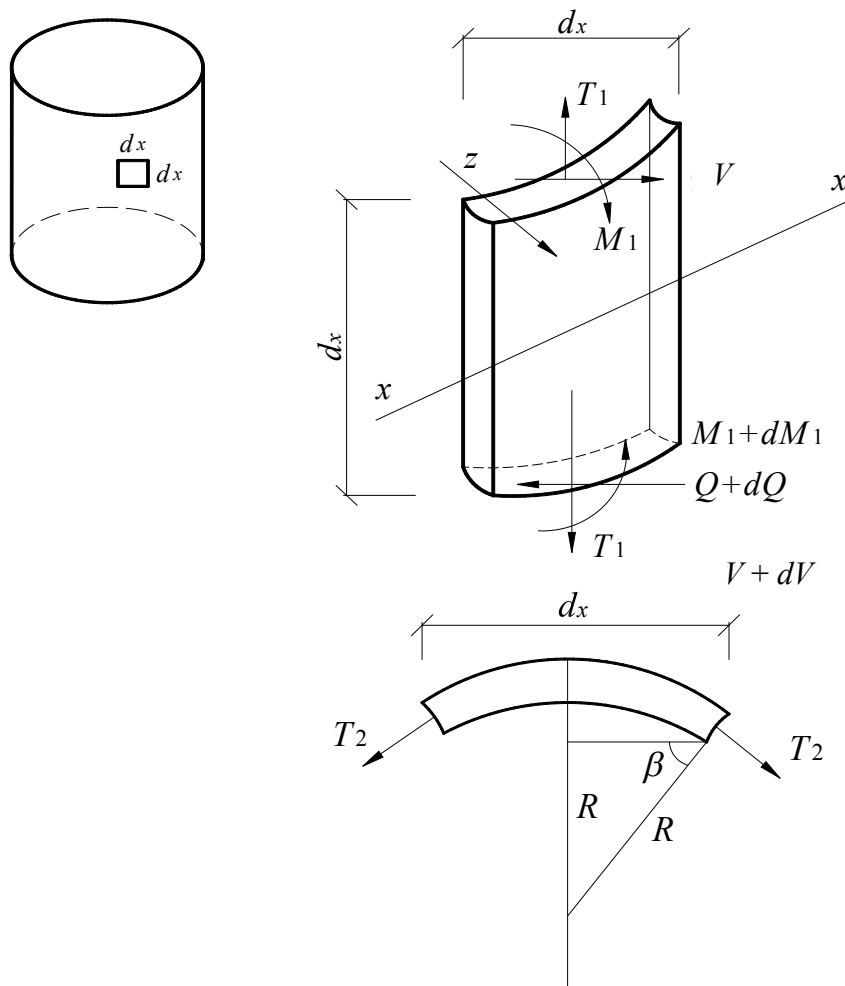


Рисунок 1.18 – Расчетная схема усилий элементарного объема стенки резервуара

Отбрасывая слагаемые второй степени малости, получим

$$dM_1 + Vdx = 0;$$

$$\frac{dM_1}{dx} - V = 0 - \text{ первое дифференциальное уравнение;} \quad (1.13)$$

Составим второе уравнение:

$$\sum Nz = 0; \quad V - (V + dV) + 2T_2 \cos \beta + zdx = 0;$$

$$\cos \beta = \frac{dx}{2R}; \quad -dV + 2T_2 \times \frac{dx}{2R} + zdx = 0; \quad -dV + \frac{T_2 dx}{R} + zdx = 0;$$

$$\frac{dV}{dx} - \frac{T_2}{R} - z = 0 - \text{ второе дифференциальное уравнение.} \quad (1.14)$$

Тогда система дифференциальных уравнений для определения напряженного состояния стенки круглого резервуара будет иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_1}{dx} - V &= 0 \\ \frac{dV}{dx} + \frac{T_2}{R} - z &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.15)$$

где  $z$  – внешняя нагрузка от давления жидкости.

Решая совместно два уравнения (1.15) и меняя значение внутреннего давления  $z$  по высоте резервуара, можно определить значение растягивающего усилия  $T_2(N_x)$  и изгибающего момента  $M_1(M_x)$ .

При расчете прямоугольных резервуаров следует рассматривать две возможные конструктивные схемы: первая представляет собой сплошную прямолинейную стену резервуара, закрепленную жестко в днище и шарнирно опертую в зоне покрытия; вторая – предусматривает устройство по длине стены вертикальных ребер (монолитный вариант или сборный).

Стены прямоугольных резервуаров рассчитывают на одностороннее гидростатическое давление при отсутствии обсыпки, а также одностороннее боковое давление грунта при опорожненном резервуаре. Давление грунта определяют по формуле:

$$q_{cp} = \gamma_f \cdot \rho H \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.16)$$

где  $q_{cp}$  – давление грунта на стенку резервуара в  $\text{кН/м}^2$ ;

$\rho$  – средняя плотность грунта в  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности (1,1–1,2);

$H$  – расстояние от планировочной отметки грунта до рассматриваемого сечения в м;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта ( $30^\circ$ – $50^\circ$ ).

Давление хранимой жидкости или воды при испытании резервуара  $p_x$  в  $\text{кН/м}^2$  определяется по формулам (1.1) и (1.2).

Монолитную стену без ребер, а также сборную стену с вертикальными стыками шпоночной формы (см. рис. 1.20) рассчитывают по балочной схеме, принимая пролет  $l_1$  равным расстоянию от верхней грани паза дна до покрытия (рис. 1.19).

При расчете выделяют вертикальную полосу шириной 1 м вместе с находящимися на ней нагрузками. На рисунке 1.19 приведена эпюра изгибающих моментов, действующих в вертикальном направлении; отмечены значения моментов в защемлении и максимальное значение в стене, определяемые по формулам строительной механики [57].

В монолитной или сборной стене, усиленной пиллястрами, ребрами или пристенными колоннами (см. рис. 1.21) каждый из участков стены между ними рассчитывают как плиту, опертую по контуру. По граням пиллястр и дна плита считается жестко защемленной, в уровне покрытия – шарнирно опертой. При этом соотношение сторон должно быть  $l_2/l_1 \leq 2$ , если  $l_2 > l_1$ . Шарнирное опирание в случае сборного покрытия обусловлено безмоментными связями между сборными плитами покрытия и панелями стены, а в случае монолитного покрытия – опиранием на плиту с малой жесткостью на изгиб.

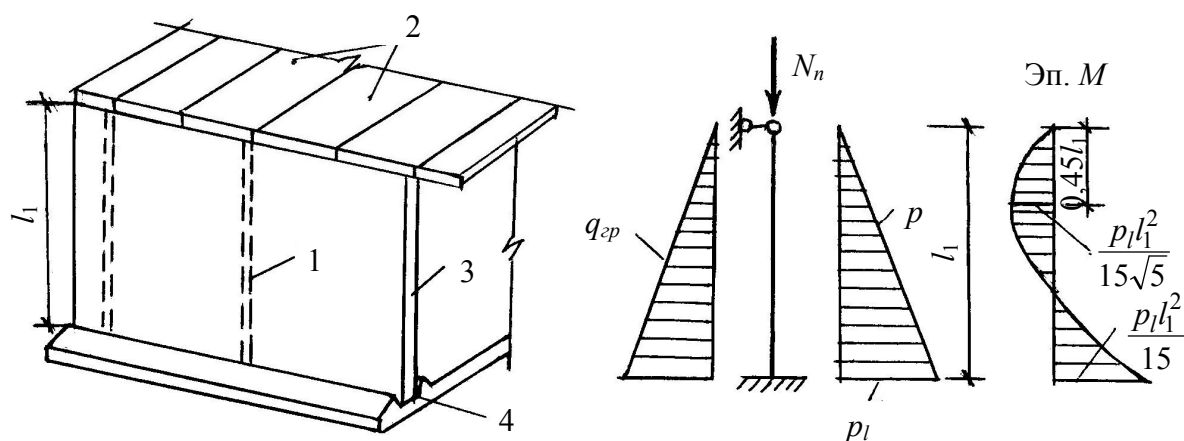


Рисунок 1.19 – Расчет стены прямоугольного резервуара, работающего по балочной схеме:  
1 – стык шпоночной формы; 2 – плита сборного покрытия; 3 – стеновая панель; 4 – паз в днище для заделывания стеновой панели;  $q_{гп}$  – горизонтальное давление грунта;  $p$  – гидростатическое давление воды;  $N_n$  – нагрузка покрытия

Наибольшие значения опорных и пролетных моментов определяют по справочным данным.

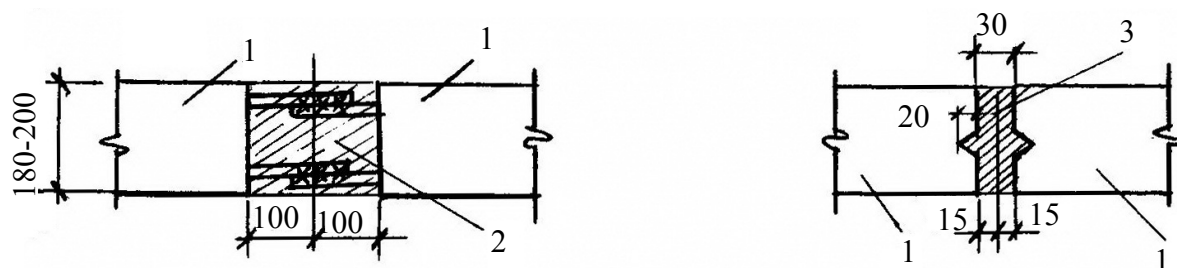


Рисунок 1.20 – Виды стыков стеновых панелей резервуаров:  
а – сварные с замоноличиванием; б – шпоночный с зачеканкой раствором; 1 – стеновая панель; 2 – бетон на мелком щебне; 3 – высокопрочный раствор

Требуемое количество рабочей арматуры определяют по наибольшим опорным и пролетным моментам, как в изгибаемой плите прямоугольного сечения с одиночным армированием. Вертикальные силы, действующие на стену от давления покрытия и засыпки грунтом, в расчете можно не учитывать при величине засыпки не более 600–800 мм. Количество арматуры рассчитывают как на действие гидростатического давления изнутри резервуара, так и на действие бокового давления грунта снаружи, поэтому стены всегда армируют двойной сеткой, которая учитывает влияние двух видов загрузки.

Принципиальные положения расчета стен резервуара методом предельного равновесия как плит, опертых по контуру, приведены на рисунке 1.21 [57].

Исходным уравнением для расчета внутренних изгибающих моментов в стенке резервуара служит известное уравнение для расчета плит методом предельного равновесия [23, 33]:

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1(2M_2 + M_{II} + M'_{II}), \quad (1.17)$$

где  $q$  – равномерно распределенная нагрузка на поверхности плиты;

$l_1, l_2$  – размеры плиты;

$M_1, M_2, M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$  – изгибающие моменты в пролетах и на порах плиты.

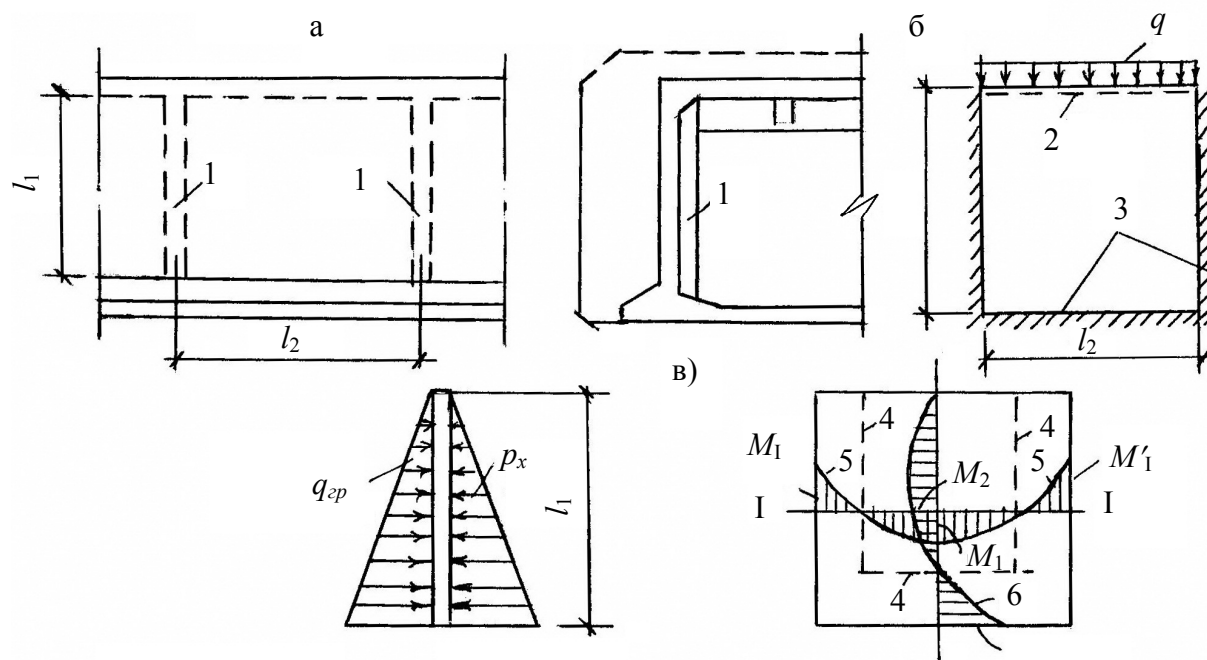


Рисунок 1.21 – Расчет стены прямоугольного резервуара как плиты, опирающейся по контуру: а – конструктивна схема; б – расчетная схема; в – эпюры моментов; 1 – вертикальное ребро; 2 – шарнирное опирание; 3 – защемление; 4 – линии нулевых моментов; 5 – эпюра изгибающих моментов вдоль пролета  $l_2$ ; 6 – то же самое вдоль пролета  $l_1$ ;  $p_x$  – гидростатическое давление воды;  $q_{ep}$  – давление грунта;  $q$  – давление от покрытия

Армируют стенки прямоугольных резервуаров как правило двойной сеткой, чтобы воспринимать нагрузки от внутреннего давления жидкости и давления грунта при опорожненном резервуаре. Нижняя треть стенок армируется более усиленной сварной сеткой с диаметром стержней 12–16 мм, верхняя часть меньшими диаметрами 8–12 мм.

Рабочими стержнями в резервуарах с плитами, опертыми по контуру, являются вертикальные и горизонтальные стержни, в стенках резервуаров, рассчитываемых по балочной схеме, рабочими стержнями являются вертикальные стержни.

Помимо внешних силовых загрузок на резервуары могут воздействовать температурно-усадочные нагрузки, а также усилия предварительного напряжения (в частности, для круглых резервуаров с кольцевой навивкой проволоочной арматурой). Методика расчета на эти воздействия излагается в специальной литературе [24, 57].

Для резервуаров больших размеров в плане (более 50×50 м) необходимо устраивать температурно-усадочные швы.

## 1.6 Вопросы к разделу 1

1. Какие разновидности резервуаров существуют? Классификация резервуаров.
2. В каких случаях применяют круглые резервуары, а в каких – прямоугольные?
3. Определение нагрузок и усилий в стенках цилиндрических резервуаров.
4. Методика расчета стенок прямоугольных резервуаров.
5. Вывод дифференциального уравнения равновесия внутренних усилий в круглых резервуарах.
6. Влияние защемления стенок прямоугольных резервуаров на изменение эпюр внутренних усилий в стенках по их высоте.
7. Порядок расчета и схемы армирования стенок и днища круглых резервуаров.
8. Порядок расчета и схемы армирования стенок и днища прямоугольных резервуаров.
9. Основные типовые серии, используемые для проектирования и строительства круглых и прямоугольных резервуаров.
10. Виды армирования стенок и днища круглых резервуаров.
11. Виды армирования стенок и днища прямоугольных резервуаров.
12. Конструктивные решения покрытия круглых резервуаров.
13. Конструктивные решения покрытия прямоугольных резервуаров.



## 2 БУНКЕРЫ

### 2.1 Назначение и разновидности железобетонных бункеров

Очень многие производственные процессы и технологические линии в промышленности, сельском хозяйстве, на перерабатывающих предприятиях, химическом комплексе и в других отраслях народного хозяйства требуют постоянного или временного складирования, перемещения или сортировки различных материалов. Для этих целей используются специальные инженерные сооружения, которые называются бункерами, силосами, элеваторами, копрами, галереями и т. п. При этом габариты данных сооружений могут быть весьма различны – от мелкогабаритных (до 1 м<sup>2</sup> в плане) до нескольких десятков и сотен квадратных метров; материалы для изготовления этих сооружений также могут быть различными: железобетон, металл, кирпич, дерево, пластмасса, стекло, керамика. В данном разделе рассматриваются крупногабаритные железобетонные бункеры.

Бункерами называются саморазгружающиеся емкости, предназначенные для непродолжительного хранения сухих сыпучих крупнодисперсных и мелкодисперсных материалов (песок, щебень, известь, уголь, руда, клинкер, щебень и т. п.). В конструктивном отношении железобетонные бункеры представляют собой пространственные системы коробчатого или круглого типа, образованные, как правило, из плоских элементов. Реже встречаются бункеры, состоящие из цилиндрических и конических оболочек (соответственно стенки и днище) [24, 40, 56].

Загрузка бункеров производится сверху, а разгрузка – снизу, поэтому выпускные днища у них устраиваются с наклонными стенками в виде воронок. Угол наклона плоскостей днища-воронки должен быть на 5–10° больше угла естественного откоса сыпучего материала и обычно составляет 35–60°. Наименьший размер выпускного отверстия должен быть равным шестикратному наибольшему размеру единицы хранимого материала, но не менее 600 мм. Если хранилище имеет плоское днище, то воронку устраивают сбоку в стенке, укладывая по днищу наклонный слой тощего бетона или железобетона под углом 15–30°. В бункерах часто применяются стальные воронки, подвешиваемые к железобетонным несущим конструкциям.

Высота стенки в бункерах  $H < 1,5D_{\min}$ , где  $D_{\min}$  – наименьший размер емкости в плане (рис. 2.1). При таком соотношении высоты и ширины бункера силы трения сыпучего материала о стенки бункера могут условно не учитываться.

Наиболее железобетонные бункеры распространены в горнорудной, угольной, химической промышленности и промышленности строительных материалов.

Форма бункеров может быть самая разнообразная. Она определяется технологией производства, свойствами сыпучего материала, а также экономическими соображениями. Чаще всего бункеры бывают квадратными или прямоугольными. Они могут быть одиночными (рис. 2.1) или располагаться вплотную один к другому, образуя многоячейковые бункеры (рис. 2.2). Нередко возводят бункеры, имеющие в плане форму вытянутого прямоугольника. Торцовые и промежуточные стенки у них вертикальные, а днище имеет вид лотка. Такие бункеры называются лотковыми или складчатыми (см. рис.

2.3). Для лучшего вытекания сыпучего материала в лотке устраиваются специальные откосы, чаще всего из тощего бетона.

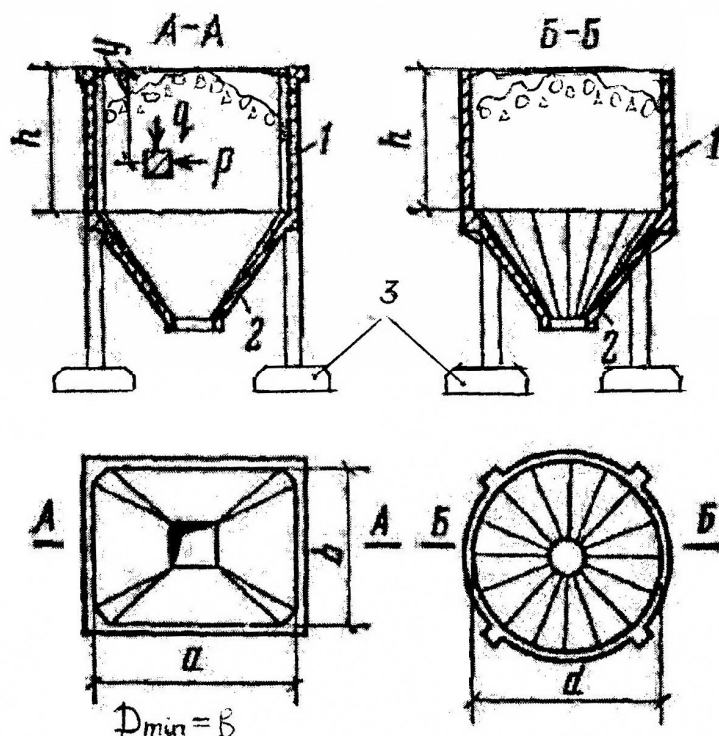


Рисунок 2.1 – Одиночные бункеры (монолитные):  
а – призматической формы; б – цилиндрической формы; 1 – стенка; 2 – воронка

Для защиты стенок бункера от истирания их облицовывают стальными листами, чугунами или диабазовыми плитками. Если хранимый материал оказывает вредное химическое воздействие на бетон, то внутренние поверхности бункера покрывают защитными футеровками. Чтобы в бункер не попадали крупные куски материала, могущие повредить его при падении с высоты (при загрузке), над ним устанавливаются металлические решетки.

Железобетонные бункеры могут быть монолитными и сборными. Наиболее индустриальны конструкции сборных бункеров. За последние десятилетия запроектирован и построен ряд крупных бункерных сооружений в сборном железобетоне, конструктивно довольно удачно решенных.

В сборных бункерах сохраняют те же геометрические формы, что и в монолитных, вертикальные стены делят на прямоугольные панели (гладкие или ребристые), стенки воронок разделяют на треугольные или трапециевидные панели. Все сборные элементы соединяют на монтаже с помощью сварки закладных металлических деталей. В отдельных случаях нижние части воронок или воронки целиком изготавливают из металла.

Бункеры устанавливают на колонны непосредственно или на промежуточные балки (рамы), опирающиеся в свою очередь на колонны. Под колонны устраивают фундаменты, как правило монолитные железобетонные.

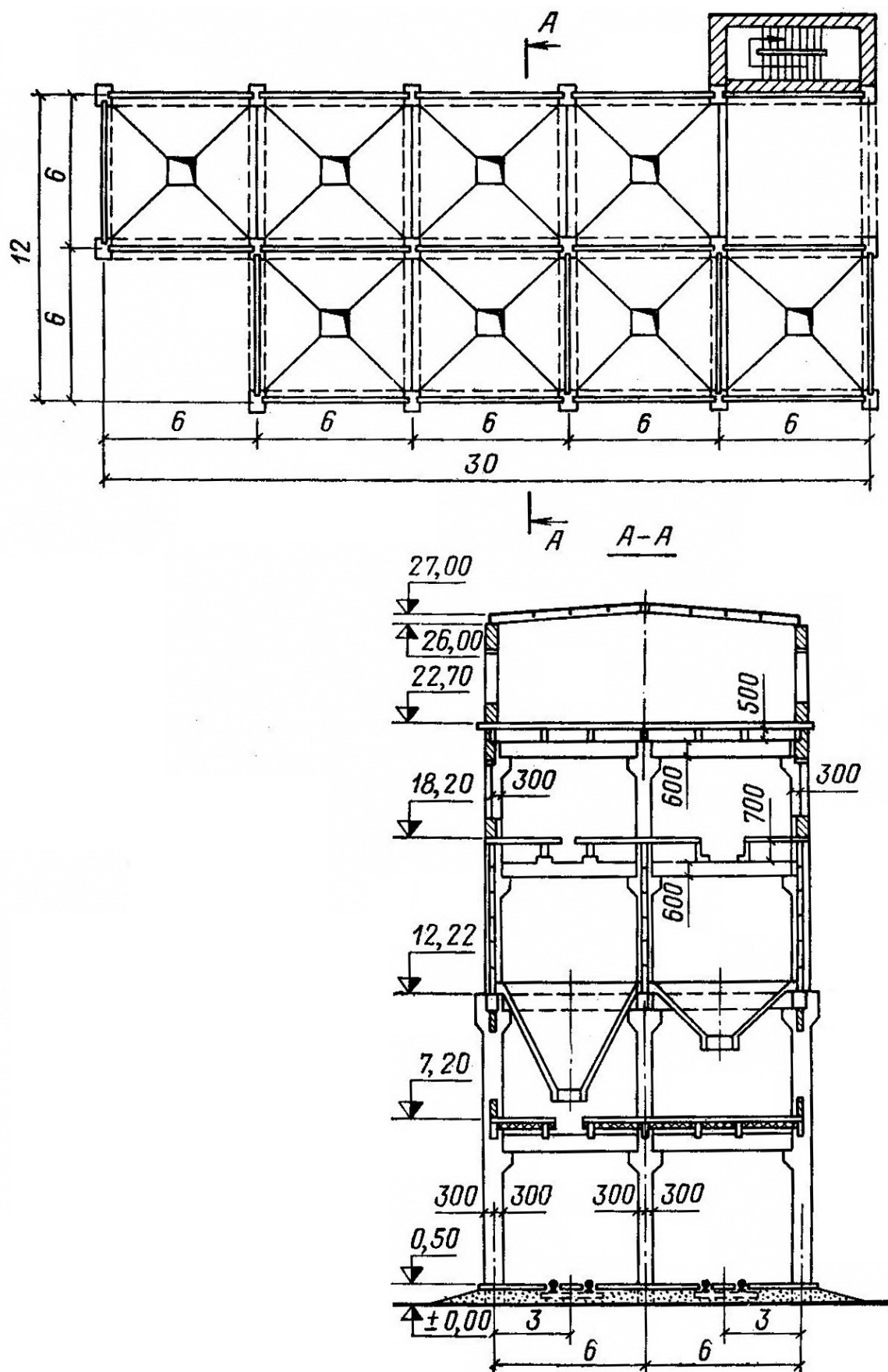


Рисунок 2.2 – Многоячейковые бункеры

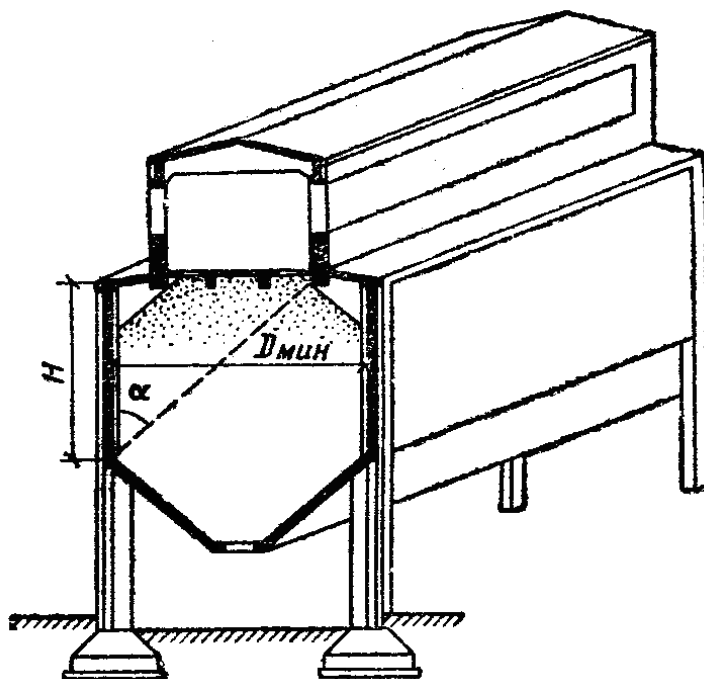


Рисунок 2.3 – Конструктивная схема лоткового бункера

Бункерные сооружения состоят из собственно бункеров, загрузочных и разгрузочных устройств, побудителей истечения плохосыпучих материалов, затворов, питателей, приборов автоматизации и контроля.

По области применения бункеры классифицируются на приемные, промежуточные или отпускные.

Приемные предназначены для приема сыпучих грузов с транспортных средств, компенсируя неравномерность подачи в склад или в технологическую линию, поэтому размеры бункера должны обеспечивать достаточный фронт разгрузки.

Промежуточные бункеры служат для операций, связанных с хранением и отпуском грузов внутри производственно-технологических линий. К ним относятся емкости, обеспечивающие длительное хранение продовольственных или непродовольственных материалов, включая операции сушки, дозирования, смешивания и другие.

Отпускные бункеры используют для накопления, кратковременного хранения и отгрузки сыпучего материала в тару и транспортные средства.

Все вышеперечисленные разновидности емкостей бункеров оснащаются приспособлениями и механизмами, обеспечивающими стабилизацию их функционирования. К последним относятся загрузочные приспособления, затворы, питатели, активные и пассивные побудители истечения.

Размеры бункерных ячеек в плане обычно находятся в пределах 4,5–6 или 8 м, высота стенок от 4 до 12 м. Однако в мировой практике встречаются и сверхгабаритные бункеры. Например, в Канаде на цементном заводе построен конический бункер для хранения клинкера (глиноземные обожженные окатыши для производства цемента). Этот бункер представляет собой сочетание двух конических (сверху и снизу) ребристых оболочек и одной цилиндрической ребристой оболочки по середине между коническими (рис. 2.4, а).

Внутренний диаметр цилиндрической части сооружения составляет 65,2 м, высота над поверхностью земли – 35,55 м, ниже уровня земли бункер заглублен на 22,2 м.

Бункер загружается через верхнюю загрузочную камеру, куда материал подается транспортерной галереей. Разгрузка бункера производится через разгрузочную камеру, к которой подведена подземная транспортная галерея.

Коническое покрытие высотой 20,9 м состоит из 64 преднапряженных железобетонных трапециевидных элементов Т-образного сечения. Длина элемента 35,36 м, масса 34 т.

Сборная железобетонная цилиндрическая стенка также состоит из 64 элементов Т-образного сечения. По торцам элементы снабжены сегментными ребрами, образующими в сборе и после предварительного напряжения кольцевой арматуры нижнее и верхнее опорные кольца.

Опорное кольцо в месте сопряжения цилиндрической стенки и конического днища опирается на 64 железобетонные колонны. Кроме этого, коническое днище поддерживается еще 64 подкосами V-образной формы (рис. 2.4, б).

Расчет данного бункера производился на нагрузку от складываемого клинкера со средней плотностью  $15 \text{ кН/м}^3$  и на температурное воздействие от этого материала. Температура при загрузке составляла примерно  $70\text{--}90^\circ\text{C}$ .

Используются закрытые и открытые сверху бункеры. Открытые бункеры (рис. 2.5, а, б) дешевле закрытых, но их применяют лишь для грузов, на которые не воздействуют атмосферные осадки и которые не выделяют пыли, вредной для здоровья обслуживающего персонала. В закрытых бункерах с конической крышей отсутствуют пустые зоны при заполнении (рис. 2.5, в). В бункерах же с плоскими перекрытиями всегда имеются пустые зоны, особенно при боковом расположении загрузочного отверстия (рис. 2.5, е). Пустые зоны не только уменьшают объем бункера, но и представляют опасность при скоплении в них взрывоопасных газов и пыли (рис. 2.5, г, д, е).

По форме в плане бункеры можно разделить на прямоугольные, круглые и корытообразные.

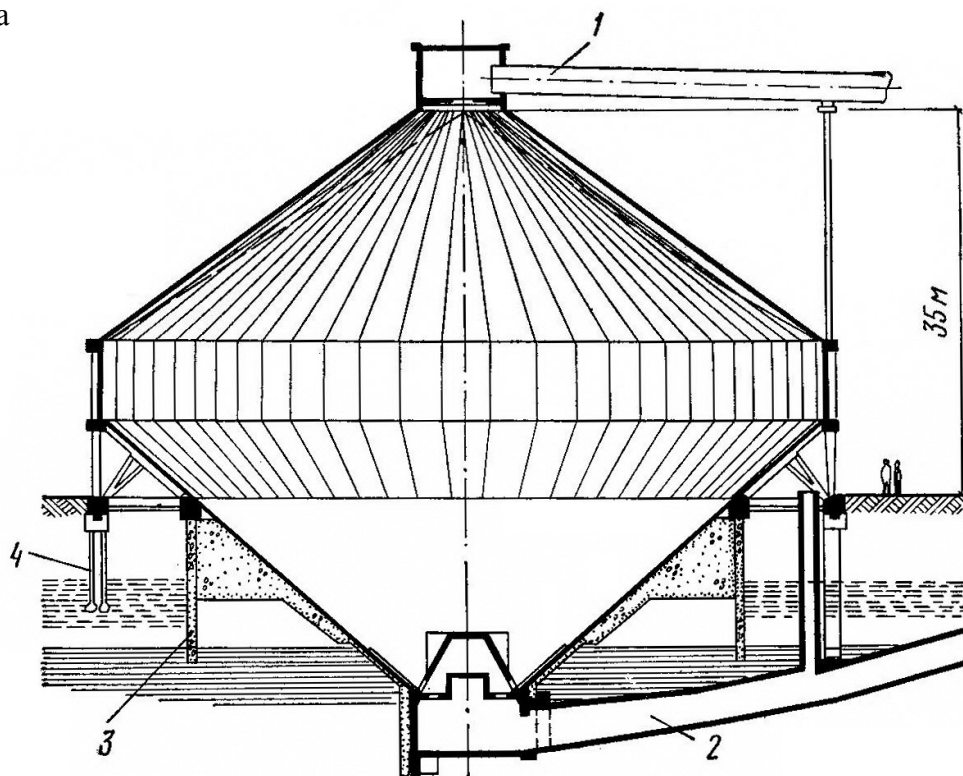
Прямоугольные бункеры, имеющие форму пирамиды или обелиска, называют пирамидальными, или обелисковыми.

Прямоугольные бункеры с вертикальными стенками изображены на рисунке 2.6. По форме днища такие бункеры делятся на дву- (а), трех- (б), четырехскатные (в, г) и многоскатные (д). Различают, кроме того, пирамидальную и обелисковую формы днищ (рис. 2.7, а, б). У пирамидального днища все ребра пересекаются в одной точке (0 на рис. 2.7, а), а у обелискового – попарно в четырех точках ( $0_1\text{--}0_2$  и  $0_3\text{--}0_4$ ).

У пирамидальных открытых бункеров верхнее загрузочное и нижнее разгрузочное отверстия геометрически подобны; у обелисковых бункеров этого подобия нет. Все углы наклона стенок пирамидальных бункеров могут быть различными, однако должно соблюдаться такое условия (см. рис. 2.7, а)

$$\frac{ctg\alpha_1 + ctg\alpha_3}{ctg\alpha_2 + ctg\alpha_4} = \frac{A_b}{B_b}.$$

а



б

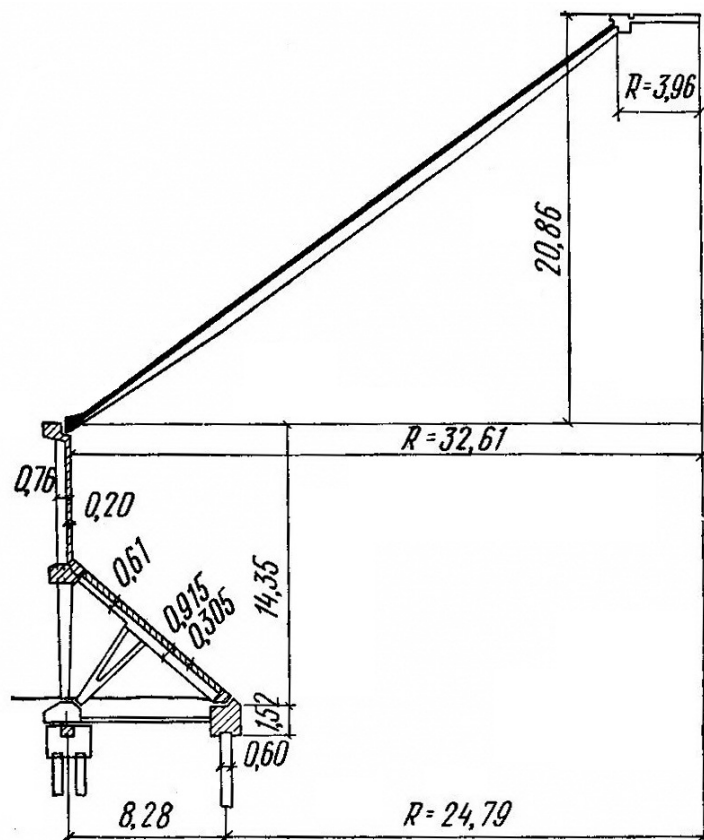


Рисунок 2.4 – Бункер для хранения клинкера:  
а – разрез бункера; б – фрагмент опирания конической стенки днища на свайное основание;  
1 – загрузочная транспортная галерея; 2 – подземная разгрузочная транспортная галерея;  
3 – набивная стенка; 4 – сваи

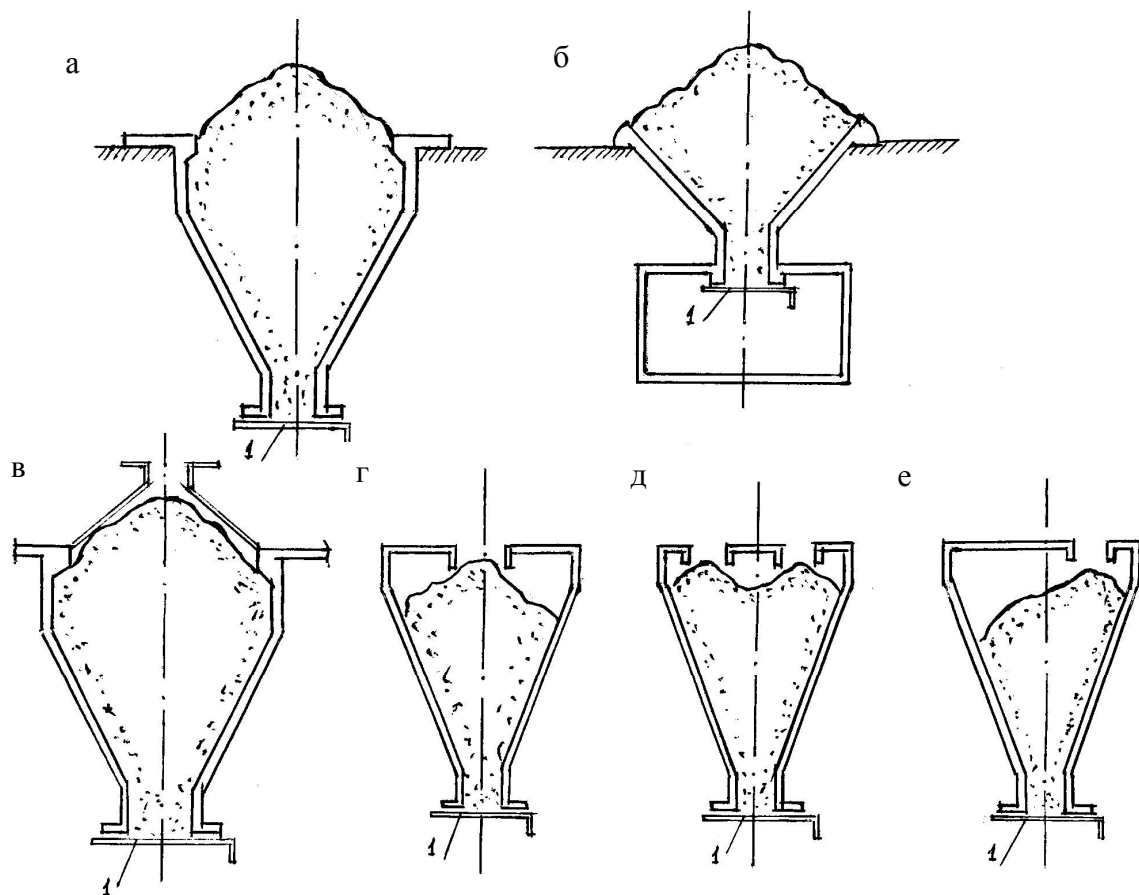


Рисунок 2.5 – Возможные формы верхних загрузочных платформ:  
а, б – открытые; в – закрытые пирамидальные; г, д, е – закрытые плоские; 1 – заслонка (шибер)

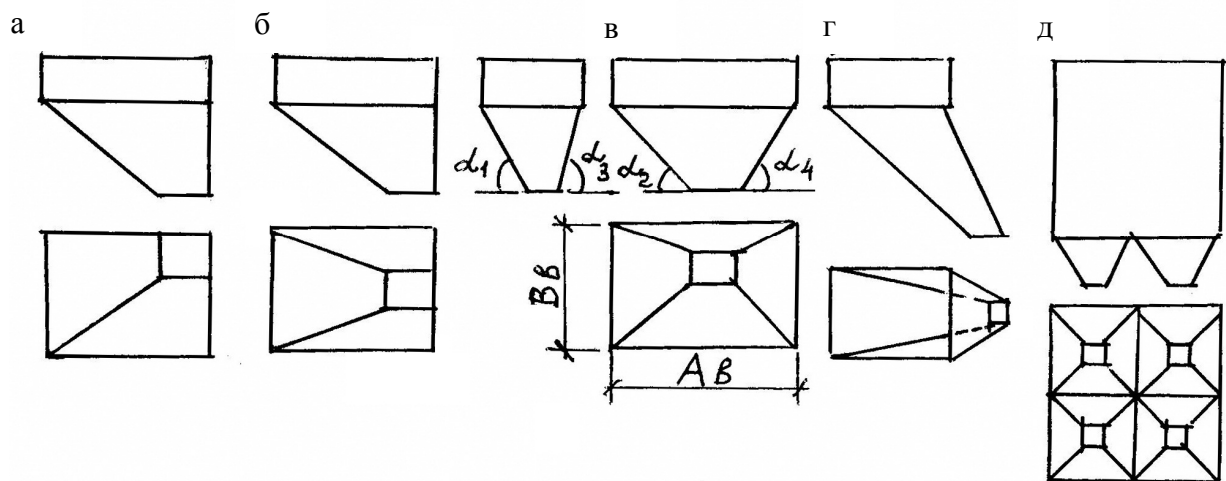


Рисунок 2.6 – Различные формы прямоугольных бункеров:  
а – двухскатные; б – трехскатные; в – четырехскатные; г – четырехскатные со смещенным выпуском;  
д – односкатные

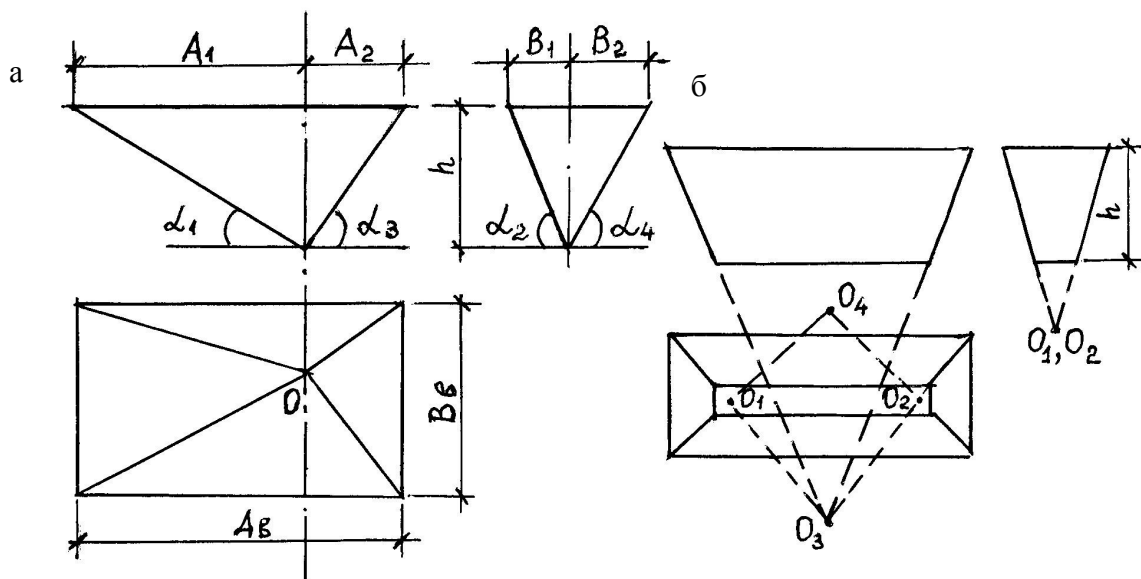


Рисунок 2.7 – Геометрия днища: а – пирамидальная; б – обелисковая

У пирамидальных бункеров, квадратных в плане, углы наклона всех стенок одинаковы, а у прямоугольных неквадратных пирамидальных бункеров соседние стенки имеют различные углы наклона. Все стенки обелисковых неквадратных бункеров рекомендуется изготавливать с одинаковыми углами наклона. На рисунке 2.6, а, б, в изображены бункеры с односторонним выпуском, на рисунке 2.6, а – с угловым выпуском. Бункеры с односторонним выпуском могут иметь горизонтальное разгрузочное отверстие (рис. 2.6, а–г) и отверстие в вертикальной стенке (рис. 2.8).

Возможно также устройство выпускных отверстий с помощью вертикальных или наклонных труб.

Прямоугольные бункеры с трубами (рис. 2.9) позволяют уменьшить размер выпускного отверстия для кусковых материалов и устранить возникновение застойных зон в нижней части бункера.

Кроме прямоугольных бункеров в отдельных случаях используются железобетонные цилиндрические бункеры.

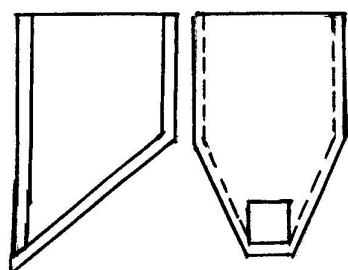


Рисунок 2.8 – Бункер с вертикальным выпускным отверстием

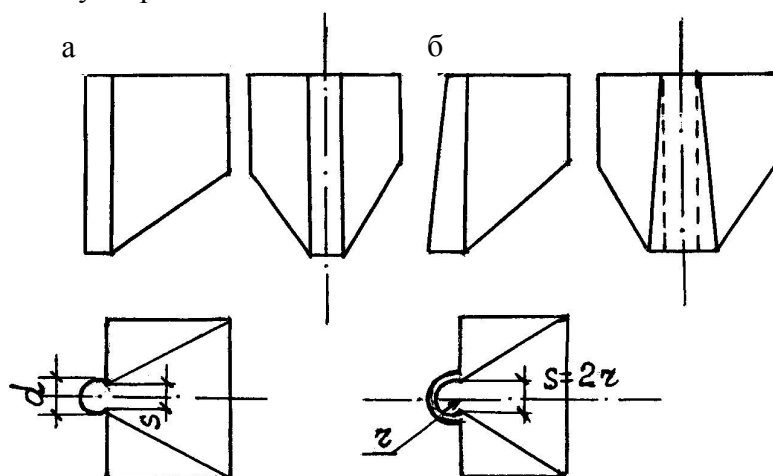


Рисунок 2.9 – Прямоугольные бункеры с цилиндрической (а) и конической (б) трубами



Цилиндроконические бункеры сложнее, чем прямоугольные, вписываются в объем зданий при размещении их в ряд. Однако конические и цилиндроконические бункеры проще в изготовлении и легче за счет применения бескаркасной конструкции. Отсутствие внутренних двугранных углов в конических бункерах способствует более быстрой выгрузке материала.

При очень крутых стенках в нижней части (порядка  $70^\circ$  к горизонтали и более, рис. 2.10) в цилиндроконическом бункере происходит гидравлическое истечение. Для лучшего использования производственного помещения рекомендуется круглые бункеры с вертикальными стенками снабжать прямоугольным выпускным отверстием (рис. 2.10, а, б, в), а воронки выполнять в виде комбинации плоскостей и конических поверхностей.

В зависимости от технологических условий производства и привязки бункера к местным габаритным условиям могут использоваться конические бункеры в виде прямого конуса с центральным выпускным отверстием или же в виде эллиптического конуса со смещением выпускного отверстия (рис. 2.11).

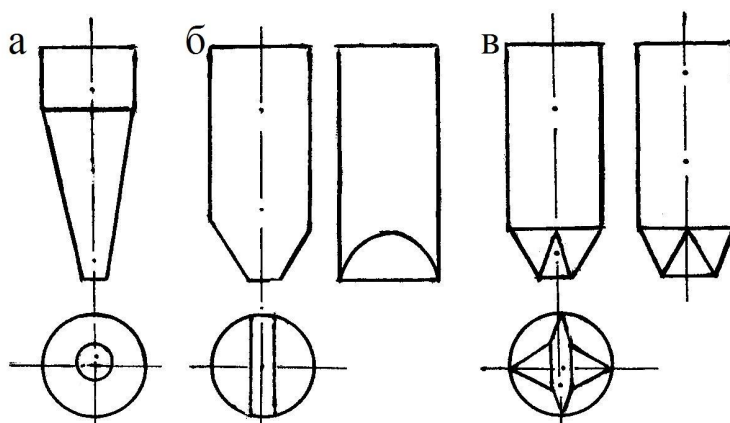


Рисунок 2.10 – Круглые бункеры

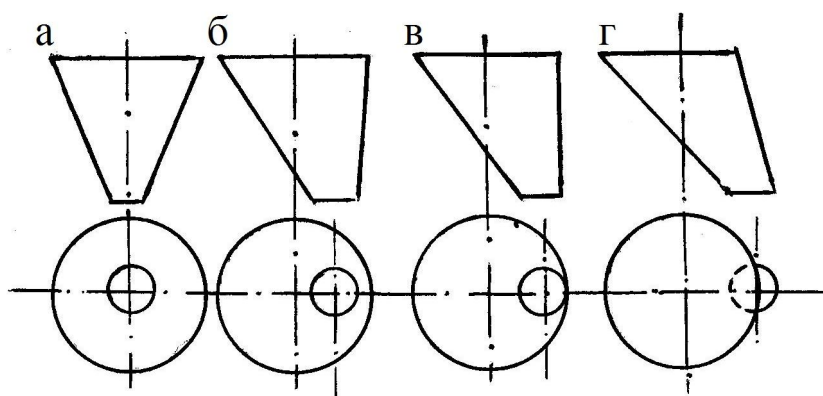


Рисунок 2.11 – Конические бункеры:

а – в виде круглого конуса; б, в, г – в виде эллиптического конуса

Для устранения слеживания насыпных грузов применяют цилиндрические бункеры с центральными или боковыми трубами (рис. 2.12, а, б). Насыпной груз поступает в разгрузочную воронку через вертикальные щели в четырех спускных трубах (1) по всей высоте бункера и смешивается в воронке с грузом, поступающим через боковые щели (2) (рис. 2.12, а).

При этом обеспечивается хорошее перемешивание груза и отсутствие застойных зон в нижней части бункера.

Бункер (рис. 2.12, б) снабжен двумя воронками – верхней (1) и нижней (2). Материал из центральной части бункера выходит через верхнюю воронку, имеющую тот же размер выпускного отверстия, что и нижняя. Материал, расположенный у стенок бункера, спускается по трубам (3), в которые поступает через вертикальные щели, и смешивается в нижней воронке с материалом из центральной части бункера.

Корытообразные бункеры по форме поперечного сечения можно разделить на призматические и пирамидальные. Для обеспечения полного освобождения призматического бункера от груза в нем предусматривают промежуточные скаты (1), расположенные между выпускными отверстиями (2) (рис. 2.13).

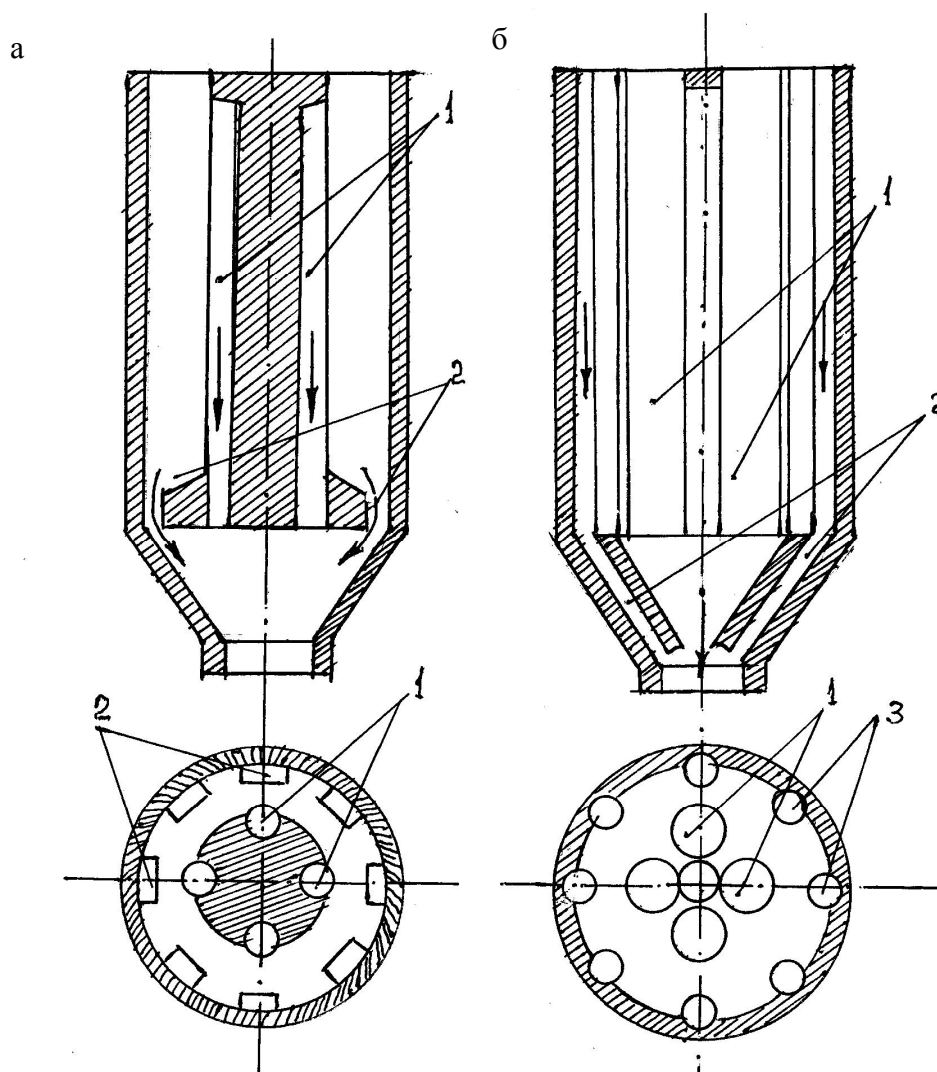


Рисунок 2.12 – Круглые бункеры с трубами:  
 а – выгрузка с центральными трубами; б – выгрузка с боковыми трубами;  
 1 – центральные трубы; 2 – боковые щели; 3 – боковые трубы

В бункерах без промежуточных скатов часть груза остается в виде призматических штабелей, лежащих на днище между выпускными отверстиями. Эти штабели требуют дополнительного удаления и ухудшают условия разгрузки.

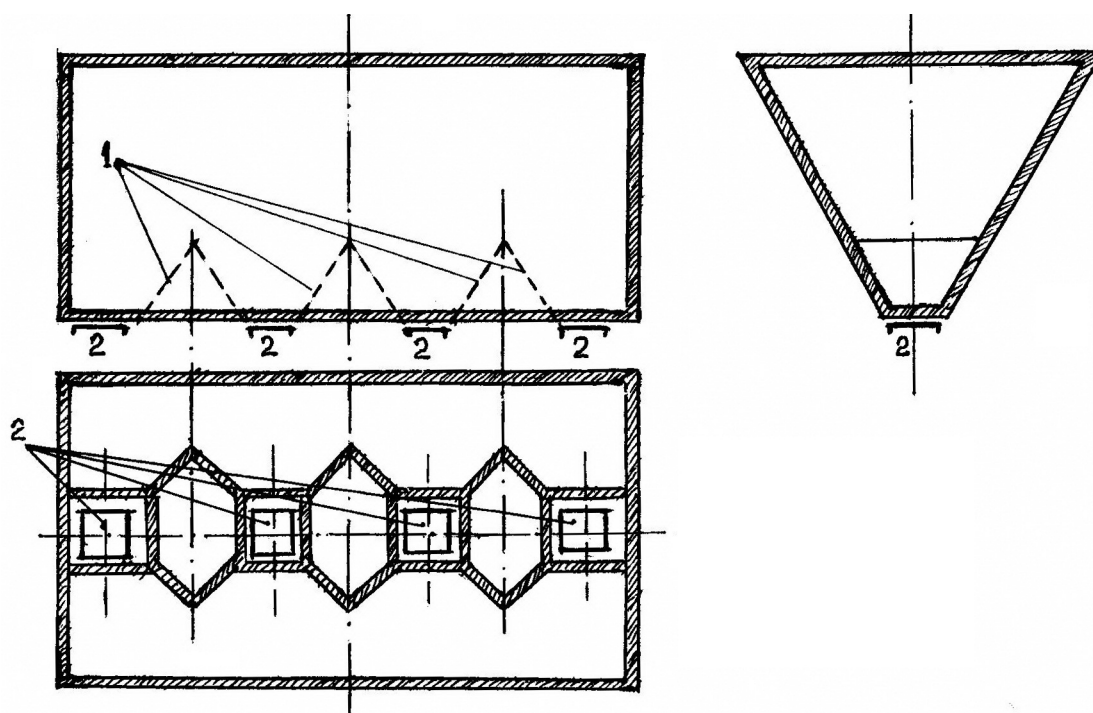


Рисунок 2.13 – Бункер с промежуточными скатами:  
1 – промежуточные скаты; 2 – выпускные отверстия

Если насыпной груз относится к категории слеживающихся, то штабели со временем превращаются в монолитную массу; отдельные куски груза выступают над кромками выпускных отверстий, препятствуя свободному вытеканию груза. Это приводит к сводообразованию, поэтому в призматических бункерах без промежуточных скатов рекомендуется хранить только несслеживающиеся грузы; в этом случае штабели, образующиеся между выпускными отверстиями при опорожнении бункера, разбиваются кусками падающего груза при последующей загрузке бункера и, перемешиваясь с вновь поступающим грузом, попадают в разгрузочные отверстия.

Существуют так называемые щелевые корытообразные бункеры. Они используются в большинстве случаев для разгрузки железнодорожных вагонов или крупногабаритных автомобилей.

На рисунке 2.14 показаны щелевые корытообразные бункеры с разгрузочным отверстием в виде длинной щели.

Щелевые бункеры по форме делятся на симметричные и асимметричные. Кусковые рядовые грузы в асимметричных бункерах менее подвержены сводообразованию, поскольку крупные куски груза, ускоренно двигаясь вдоль крутой стенки бункера, разрушают образующиеся своды.

Кроме щелевых бункеров с наклонными стенками применяют также щелевые бункеры с вертикальными стенками. Для устранения заторов груза в углах сочленения вертикальных стенок с выпускным корытом стенки корыта выполняют по дуге окружности с радиусом, равным ширине бункера.

Щелевые бункеры с гравитационным опорожнением (продольные гравитационные бункеры) не имеют специальных разгрузочных устройств; груз из этих бункеров поступает непосредственно на полотно расположенных внизу пластинчатых конвейеров.

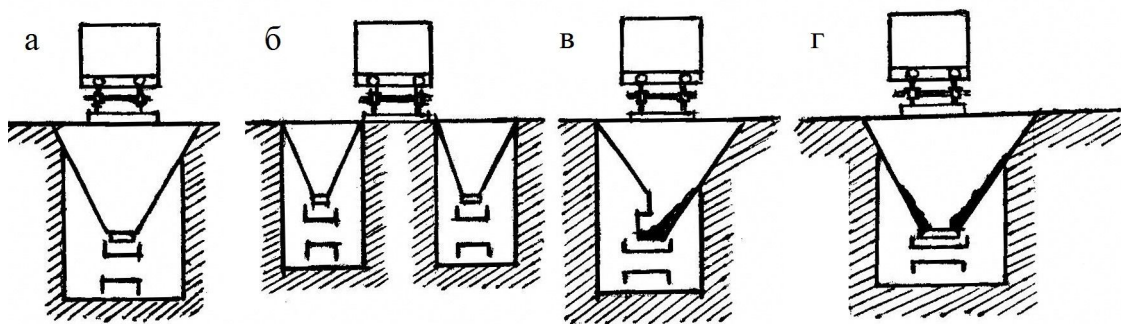


Рисунок 2.14 – Щелевые бункеры: а, б – колосниковые с гравитационным опорожнением; в, г – ступенчатые с гравитационным опорожнением

Разновидностью щелевых бункеров являются бункеры с колосниковыми выпускными устройствами, которые могут ограничивать или прекращать подачу сыпучего груза на ленту конвейера.

Колосниковые щелевые бункеры с гравитационным опорожнением предназначены для хранения несмерзающихся и несслеживающихся хорошо сыпучих материалов. Применяют бункеры с неподвижными и поворотными колосниками. Бункер с неподвижными колосниками состоит из корыта трапецеидального сечения, имеющего в днище щелевое разгрузочное отверстие, перегороденное поперечными колосниками, расположенными наклонно и воспринимающими давление столба груза над выпускным отверстием. Такое устройство позволяет разгрузить пластинчатый конвейер, находящийся под щелевым отверстием.

Особого внимания заслуживают сложные инженерные сооружения доменных цехов и коксохимических заводов, включающих массивные бункерные эстакады.

В бункерной эстакаде Макеевского металлургического комбината решена типовая рудная часть в сборном железобетоне. Поперечные железобетонные рамы, на которые опираются массивные бункеры, приняты с шагом 4,27 м. Они состоят из двух двухветвевых колонн (1) (см. рис. 2.15) на внутренние стойки которых опираются поперечные ригели (2) с сечением 500×2500 мм. На продолжение колонн и на середину ригеля опираются консольные железобетонные балки (3), на которые устанавливаются стальные прокатные подпоездные балки (4). Средняя продольная балка (5) в верхней части имеет консоли для опирания на ригель рамы между верхними консольными балками.

Наклонные стенки бункеров железобетонные, в виде сборных панелей с продольными концевыми ребрами-балками, опирающимися на наружные консоли колонн. К поперечным массивным ригелям, представляющим собой балку-стенку, подвешиваются стальные поперечные вертикальные стенки бункера, к которым, в свою очередь, крепятся наклонные стенки бункеров (7) и затворы (8).

Для бункеров горячего агломерата сборные плиты выполняются из жароупорного бетона, под ними укладывается слой шлаковойлока. Сверху железобетонные плиты защищены от ударов и истирания стальными листами толщиной 8 мм.

Применение сборных конструкций в бункерах подобного типа позволяет существенно снизить трудоемкость работ при строительстве в четыре и более раз,

сократить сроки строительства всей бункерной эстакады в пять раз, общую стоимость работ уменьшить на 15–20 % по сравнению с типовой монолитной эстакадой.

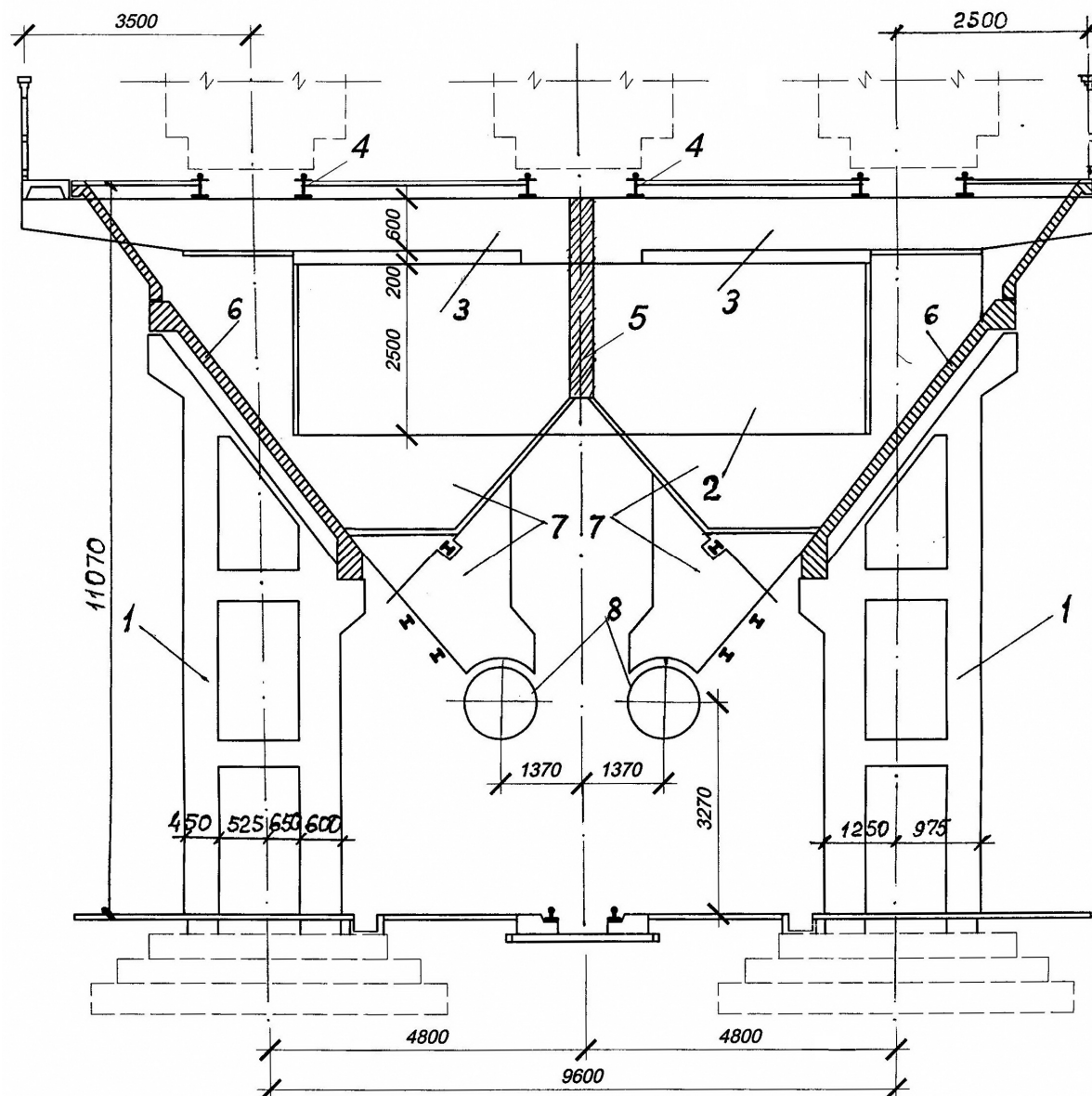


Рисунок 2.15 – Поперечный разрез бункерной эстакады под руду Макеевского металлургического комбината: 1 – колонны; 2 – поперечная балка-ригель; 3 – консольные железобетонные балки; 4 – подпоездные балки; 5 – средняя продольная балка; 6 – сборная железобетонная панель бункера; 7 – металлические элементы бункера; 8 – затворы

В практике использования бункерных эстакад на металлургических заводах широко распространены металлические эстакады из монолитного железобетона; для всех видов бункерных эстакад характерна очень высокая интенсивность работ при загрузке и разгрузке, неравномерность их загрузки и динамическое воздействие сыпучего, поэтому разработка надежных и долговечных конструкций в общем комплексе данного инженерного сооружения является актуальной задачей сегодняшнего дня для проектировщиков, строителей и эксплуатационников.

## 2.2 Основные положения расчета бункеров

Внешние воздействия на различные типы бункеров зависят от большого количества объективных параметров, влияющих как на выбор расчетной схемы бункера, так и на методику его расчета.

Порядок величин и распределение расчетных нагрузок зависят, в основном, от структуры бункера, параметров хранимого сыпучего материала и от профилей текучести, образующихся при разгрузке. Неизбежные различия в свойствах по-разному сохраняемого сыпучего материала и упрощения в моделях нагрузки приводят к отклонениям между фактически появляющимися в бункере нагрузками и принимаемой нагрузкой (расчетные нагрузки). К примеру, с течением времени изменяется распределение давлений разгрузки вдоль стенки бункера. Точно предугадать основное среднее давление, его рассеяние и изменяемость во времени с помощью современных знаний весьма затруднительно.

Нагрузки на вертикальные стенки бункера в заполненном состоянии и в процессе разгрузки с незначительными эксцентриситетами заполнения и разгрузки должны устанавливаться за счет асимметричной составляющей нагрузки и несимметричной частичной поверхностной нагрузки. При больших эксцентриситетах нагрузки должны описываться несимметричной кривой распределения давления.

Симметричные нагрузки на стенки бункера устанавливаются за счет горизонтальной составляющей  $P_n$  на внутреннюю поверхность перпендикулярных стенок бункера за счет нагрузок, действующих перпендикулярно на наклонные стенки  $P_n \cos \alpha$ , за счет нагрузок вследствие трения  $P_w$  и  $P_\tau$ , действующих в тангенциальном направлении по отношению к стене, и за счет вертикальной составляющей нагрузки в сохраняемом сыпучем материале, при этом нагрузки от сил трения незначительны и при малой высоте бункера могут в расчете не учитываться ( $H \leq 1,5D$ ) [24, 38, 39].

Несимметричные нагрузки на вертикальные стенки бункера при незначительных эксцентриситетах заполнения и разгрузки должны учитываться за счет добавления частичной поверхностной нагрузки. Эти нагрузки состоят из локально действующих горизонтальных давлений  $P_n$  на внутреннюю поверхность стенки бункера.

Несимметричные нагрузки на вертикальные стенки бункера при больших эксцентриситетах заполнения и разгрузки должны регистрироваться дополнительно за счет несимметричного распределения горизонтальных давлений  $P_n$  и нагрузок за счет трения.

Для регистрации неплановых, неучтенных влияний нагрузки должны использоваться коэффициенты надежности нагрузки  $C$ :  $C = 1,1-1,4$ .

Коэффициенты увеличения нагрузки  $C$  для элементов бункера с определенным классом требований должны использоваться исключительно для того, чтобы регистрировать учитываемые дополнительные воздействия нагрузки, которые появляются за счет потока сыпучего материала при разгрузке бункера.

Коэффициенты увеличения нагрузки  $C$  для элементов бункера с классом требований 1 должны использоваться для того, чтобы регистрировать как дополнительные

влияния нагрузки при разгрузке в результате движения сыпучего материала, так и влияния за счет рассеяния параметров сыпучего материала.

Для бункеров класса требований 2 несимметричные частичные поверхностные нагрузки альтернативно могут учитываться за счет попеременного увеличения симметричных нагрузок, величина которых согласована с действием частичной поверхностной нагрузки.

Очень важным параметром при определении нагрузок на стенки бункеров и на воронку является профиль истечения сыпучего, который для краткости называют профилем текучести. Чаще всего учитывают три основные категории профиля текучести, а именно:

- массовый поток истечения или движения сыпучего;
- поток истечения, напоминающий движение в трубе;
- смешанное течение.

Данные виды профилей текучести приведены на рисунке 2.16.

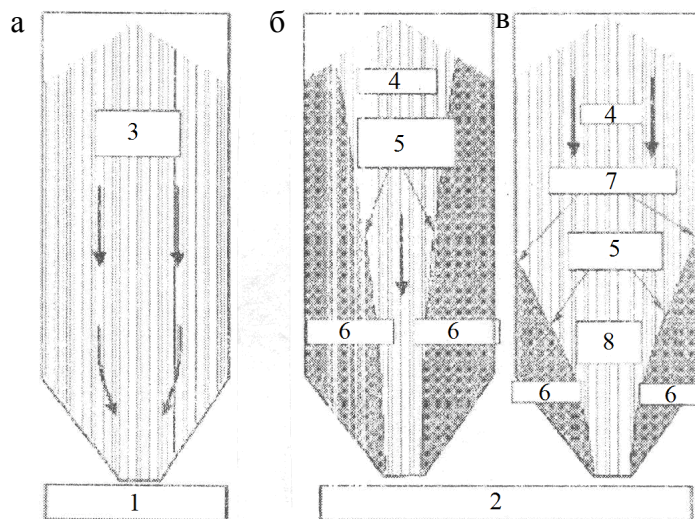


Рисунок 2.16 – Основные профили текучести:

- 1 – массовый поток; 2 – центральный поток; а – массовый поток; б – центральный поток (поток в трубе); в – центральный поток (смешанное течение); 3 – весь сыпучий материал в движении; 4 – текущий сыпучий материал; 5 – границы канала течения; 6 – сыпучий материал в покое; 7 – эффективный переход; 8 – эффективная воронка

Для бункеров с пневматически подающимся сыпучим материалом при максимальном заполнении должны рассматриваться две расчетные ситуации соответственно. 1) заполненный сыпучий материал может образовывать насыпной конус, как это имеет место для других видов сыпучего материала; 2) нужно учитывать, что поверхность сыпучего материала при определенных обстоятельствах также оформляется ровной независимо от угла скоса и эксцентриситета при заполнении (см. рис. 2.17). В этом случае эксцентриситеты должны устанавливаться в нуль и нагрузка принимается симметричной равномерно распределенной.

У бункеров для хранения порошкообразного сыпучего материала с непрерывной подачей воздуха в зоне дна в качестве помощи при разгрузке (см. рис. 2.17, б) вся зона сыпучего материала вблизи дна может псевдооживаться, что может вызывать эффективный массовый поток даже в низком бункере. Такие бункеры, независимо от



фактической гибкости  $h_c/d_c$ , должны рассчитываться в соответствии с методом для гибкого бункера.

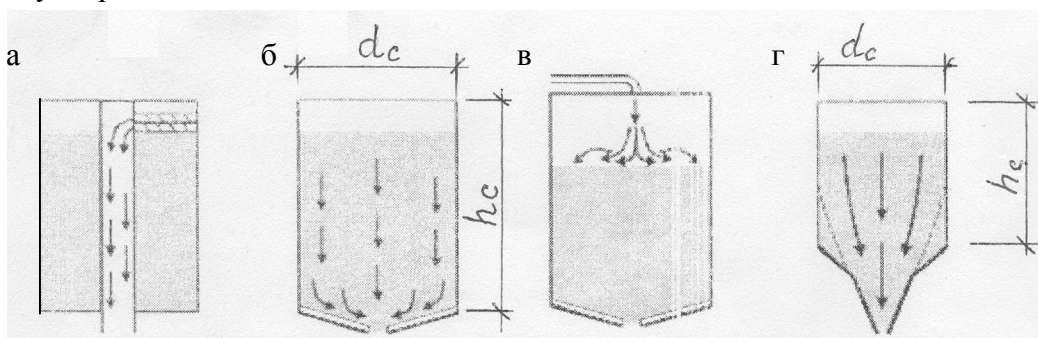


Рисунок 2.17 – Специальные расположения заполнения и разгрузки: а – механически поддерживаемая разгрузка с концентрическими нагрузками; б – подача воздуха и вентиляционные щели, создающие массовый поток; в – пневматическое заполнение порошкообразного сыпучего материала, зачастую вызывающее ровную поверхность сыпучего материала; г – «expanded flow»: воронка вызывает массовый поток только в нижней части

У бункеров для порошкообразного сыпучего материала с непрерывной подачей воздуха в зоне дна в качестве помощи при разгрузке (см. рис. 2.17, б) также может псевдоожигаться только частичная зона сыпучего материала вблизи дна. Это может вызывать эксцентрический поток в трубе, что должно учитываться при расчете. Эксцентриситет получающегося канала течения и результирующее значение устанавливаемого эксцентриситета  $e_0$  должны выводиться с учетом псевдоожигенной зоны, а не только по положению сливного отверстия.

Вертикальные стены бункера с разгрузочной воронкой, которая приводит к «расширенному течению» («expanded flow») (см. рис. 2.17, д), могут попадать под условия смешанного течения сыпучего материала, что может привести к несимметричным нагрузкам при разгрузке. В качестве гибкости для этого типа бункеров вместо  $h_c/d_c$  должно использоваться соотношение  $h_0/d_c$ .

Бункер с гибкостью  $h_c/d_c$  менее 0,4 и сливной воронкой должен классифицироваться как низкий бункер. При горизонтальном дне такой бункер должен классифицироваться как бункер с защитной стеной.

Для бункера с воронкой неконической, непирамидальной или неклинообразной формы должен применяться соответствующий метод для расчета нагрузок воронки. Для воронки с внутренними встроенными элементами с помощью соответствующего метода должны определяться как нагрузки воронки, так и нагрузки на эти встроенные элементы.

В бункере с клинообразной воронкой под круглым цилиндром (воронка в форме бура) должен применяться соответствующий метод расчета для определения нагрузок воронки.

Для бункеров с несколькими сливными отверстиями с учетом максимально возможного заполненного состояния необходимо учитывать, что при работе могут действовать или единственное сливное отверстие, или комбинация одновременно открытых сливных отверстий.

В бункерах с несколькими сливными отверстиями в качестве обычной расчетной ситуации должны рассматриваться комбинации активных сливных отверстий, предусмотренные для работы. Другие, не исключаемые ситуации открытия воронок,



которые не предусмотрены для плановой работы, должны рассматриваться как чрезвычайные расчетные ситуации в соответствии с ДБН В.1.2-14:2009 [17].

Если в заполненном с эксцентриситетом очень гибком бункере в различных зонах этого бункера эффекты смешивания приводят или к разным плотностям упаковки, или к сцеплению сыпучего материала, то несимметричное наслоение частиц сыпучего материала может вызывать несимметричный центральный поток. Это приводит к появлению в бункере зон, в которых сыпучий материал течет вдоль стенки бункера и при этом вызывает несимметричные нагрузки. Для таких случаев необходимо использовать специальные методики расположения нагрузки.

Расчет бункеров предусматривает определение давления сыпучего материала на отдельные плоскости конструкции бункера и изгибающих моментов и усилий, действующих в плоскости граней бункера [40].

Давление сыпучего материала на стенки бункера определяется с помощью теории давления сыпучего тела в неограниченном массиве, в соответствии с которой в любой точке стенки имеются две составляющие давления сыпучего тела:

– вертикальное давление  $q''$ , которое зависит от средней плотности материала  $\gamma$  и от расстояния  $h$  рассматриваемой точки от верха засыпки:

$$q'' = q'' \gamma h; \quad (2.1)$$

– горизонтальное давление  $p''$ , которое пропорционально вертикальному:

$$p'' = q'' \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2.2)$$

где  $\varphi$  – угол естественного откоса сыпучего материала.

Зная величины давления на две взаимно перпендикулярные площадки, можно определить давление и на любую наклонную плоскость, проходящую через рассматриваемую точку под углом  $\alpha$  к горизонтали. На основании рисунка 2.18 нормальное  $p_n''$  и касательное  $p_t''$  давления в данной точке равны:

$$p_n'' = q'' \cos^2 \alpha + p'' \sin^2 \alpha = q'' (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha); \quad (2.3)$$

$$p_t'' = q'' \sin \alpha \cos \alpha - p'' \sin \alpha \cos \alpha = (q'' - p'') \cdot \sin \alpha \cos \alpha. \quad (2.4)$$

Так как давление меняется по линейному закону, то для построения эпюры давлений на наклонную стенку достаточно определить давление в каких либо двух ее точках. Для построения эпюры давления на вертикальную стенку достаточно определить давление только в одной точке.

Расчетные значения давлений получим путем умножения характеристических величин на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , а также на коэффициент динамичности  $k_{дин}$ , величина которого зависит от способа загрузки бункера и изменяется от 1 до 1,4. При загрузке бункера грейфером с некоторой высоты, когда одновременно заполнится значительная часть объема бункера, следует принимать  $k_{дин} = 1,4$ ; при загрузке бункера транспортером –  $k_{дин} = 1$ .

К нормальным и касательным составляющим давления сыпучего материала следует добавить соответствующие составляющие от собственного веса стенок, которые для наклонной стенки определяются по формулам

$$g_n = g \cos \alpha ; \quad g_t = g \sin \alpha .$$

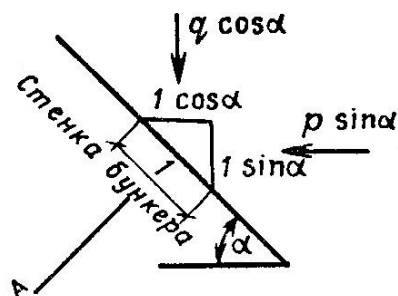


Рисунок 2.18 – К определению давления сыпучего материала на наклонную стенку

Нормальные давления на наклонные и вертикальные стенки (с учетом собственного веса стенок) будут вызывать изгиб стенок из своей плоскости (в общем случае в двух направлениях), а касательные давления и реакции в узлах сопряжения стенок (ребрах) вызовут их изгиб и растягивающие усилия в своей плоскости. Кроме того, вдоль горизонтальных ребер вследствие изгиба стенок в своей плоскости будут возникать скалывающие напряжения. В несимметричных бункерах скалывающие напряжения возникают также и вдоль вертикальных и наклонных ребер.

Строгие и довольно простые методы расчета бункеров как пространственных пластинчатых упругих систем разработаны только для лотковых бункеров. Для ячеековых бункеров из-за отсутствия строгих методов расчета используют приближенные [51, 58].

Если вертикальные стенки многоячеекового бункера монолитно связаны между собой, то при расчете их на изгиб в зависимости от отношения высоты  $h$  к размеру в плане  $a$  они могут рассматриваться как замкнутые рамы (при  $h/a \geq 2$ , т. е. при высоких стенках), как плиты, опертые по контуру (при  $0,5 < h/a < 2$ ), или как балочные плиты с пролетом  $h$  (при  $h/a < 0,5$ ). В двух первых случаях изгибающие моменты должны определяться с учетом самого невыгодного загрузки ячеек бункера: для определения максимальных пролетных моментов ячейки бункера следует загружать в шахматном порядке, а максимальные опорные моменты (в узлах сопряжений стенок) определять при загрузке ячеек бункера порядно [27].

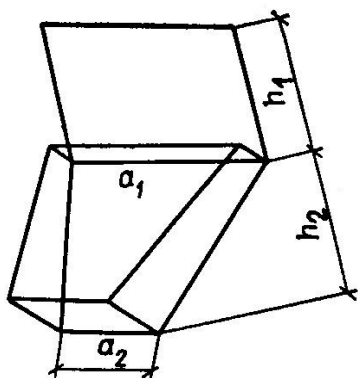


Рисунок 2.19 – К расчету трапециевидных плит

В целях использования существующих таблиц для расчета плит, опертых по контуру, переменную нагрузку, приложенную к стенкам бункера, приводят к средней равномерно распределенной. После этого вертикальные стенки рассчитывают также, как и для плит кессонных перекрытий. Среднее давление определяется делением суммарной нагрузки, действующей на плиту, на ее площадь.

В общем случае для трапециевидной плиты (рис. 2.19)

$$p_n^c = \frac{1}{3} \gamma h^2 m \cdot \left( 1 + \frac{a_2}{a_1 + a_2} + 3 \cdot \frac{h_1}{h_2} \right). \quad (2.5)$$

При  $a_2 = 0$ , т. е. для треугольной плиты,

$$p_n^c = \frac{1}{3} \gamma m \cdot (h_2 + 3h_1), \quad (2.6)$$

при  $a_2 = a_1 = 0$  (прямоугольная плита)

$$p_n^c = \gamma m \cdot \left( \frac{h_2}{2} + h_1 \right), \quad (2.7)$$

где

$$m = \cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha;$$

$$k = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Растягивающие горизонтальные усилия в вертикальных стенках определяются по формулам

$$N_a = \frac{p_n^c b}{2}; \quad N_b = \frac{p_n^c a}{2}, \quad (2.8)$$

где  $p_n^c$  – среднее нормальное давление на вертикальную стенку;

$a, b$  – размеры ячейки бункера в плане.

Стенки воронки бункера по форме представляют собой трапециевидные или треугольные плиты. В симметричном квадратном бункере они могут быть с большой точностью рассчитаны на изгиб из своей плоскости как плиты, жестко защемленные по контуру (вдоль ребер). Для использования таблиц их нагрузку также можно привести к равномерно распределенной, а форму плиты преобразовать в прямоугольную. Расчетные размеры приведенной прямоугольной плиты определяются по формулам [57]:

– для треугольной плиты с основанием  $a$  и высотой  $h$

$$a_{расч} = \frac{2}{3} a; \quad h_{расч} = h - \frac{a}{6}; \quad (2.9)$$

– для трапеции с основаниями  $a$  и  $b$  ( $a > b$ ) и высотой  $h$

$$a_{расч} = \frac{2}{3} \frac{(2b + a) \cdot a}{a + b}; \quad h_{расч} = h - \frac{(a - b) \cdot a}{6 \cdot (a + b)}. \quad (2.10)$$

В некоторых случаях нет необходимости заменять трапециевидную или треугольную нагрузку равномерной, так как и для этих случаев нагрузки составлены соответствующие таблицы [34, 57].

Расчет плит вертикальных стенок и воронки несимметричного прямоугольного бункера можно производить так же. Но здесь в плитах, сопрягающихся в одном ребре, моменты защемления получатся разными по величине. Для расчетов следует использовать выравненный момент, приняв его равным полусумме моментов защемления смежных сопрягающихся в одном ребре плит.

Расчет стенок воронки бункера на изгиб можно производить также с помощью таблиц для расчета жестко защемленных по контуру треугольных или трапециевидных плит.

Кроме изгиба стенки воронки испытывают растяжение в своей плоскости в двух направлениях. В горизонтальном направлении растягивающие усилия, приходящиеся на единицу длины стенки, измеренной по скату, определяются по формулам

$$N_a = \frac{p_n^c b}{2} \sin \alpha; \quad N_b = \frac{p_n^c a}{2} \sin \alpha, \quad (2.11)$$

где  $a, b$  – размеры воронки в плане на уровне рассматриваемой полосы влиты.

В несимметричной воронке бункера растягивающие горизонтальные усилия по концам рассматриваемой полосы плиты будут разными по величине, так как углы наклона противоположных стенок воронки разные. В этом случае за расчетное растягивающее усилие в середине пролета рассматриваемой плиты следует принимать полусумму концевых растягивающих усилий.

Растягивающие усилия, стремящиеся оторвать воронку от вертикальных стенок, в общем случае при несимметричной воронке распределяются по периметру сопряжения неравномерно, так как центр тяжести объема воронки не совпадает с центром тяжести периметра сопряжения (рис. 2.20). Эти усилия на единицу длины периметра можно определить по формулам внецентренного растяжения

$$N = \sigma \delta = \frac{G}{2 \cdot (a+b)} \cdot \left[ 1 \pm \frac{12e_y \cdot (a+b) \cdot y}{a^3 + 3a^2b} \pm \frac{12e_x \cdot (a+b) \cdot x}{b^3 + 3ab^2} \right], \quad (2.12)$$

где  $\sigma$  – растягивающее напряжение в произвольной точке контура сопряжения;

$\delta$  – толщина стенки (постоянная по всему периметру);

$G$  – вес содержимого бункера и воронки.

Знаки «плюс» в скобках принимаются тогда, когда знаки координат  $x, y$  рассматриваемой точки контура соответственно совпадают со знаками  $e_x$  и  $e_y$ .

Для того чтобы определить усилия вдоль ската стенки воронки, следует полученные по приведенной выше формуле вертикальные усилия разделить на синус соответствующих углов наклона стенок воронки к горизонту. Растягивающие

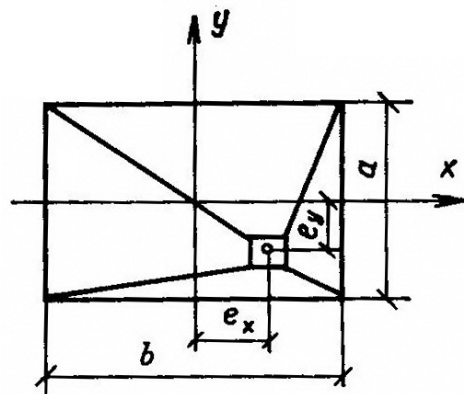


Рисунок 2.20 – К определению усилий в несимметричной воронке

усилия на любом уровне воронки также определяются по этой формуле с последующим делением полученных значений на синусы углов наклона стенок. Следует только вместо  $a, b, e_x$  и  $e_y$  принимать соответствующие им размеры воронки в рассматриваемом сечении, а  $G$  принимать равным сумме веса столба материала над рассматриваемым сечением (в пределах плана этого сечения), веса части воронки и сыпучего материала, находящегося ниже рассматриваемого сечения.

При опирании несимметричного бункера на четыре колонны, расположенные по углам, нагрузку на колонны определяют по формуле

$$N = \frac{G}{4} \cdot \left( 1 \pm \frac{2e_x}{b} \pm \frac{2e_y}{a} \right). \quad (2.13)$$

Правило для знаков в этой формуле такое же, как и для предыдущей формулы.

Наиболее достоверные результаты о несущей способности конструкций бункеров получаются на основе их расчетов по методу предельного равновесия. Этот метод

применительно к расчету бункеров наиболее полно изложен в работе Л. П. Ждахина, а также в отдельных статьях других авторов: М. Е. Липницкого, Ж. Р. Абрамовича, А. Н. Добромислова и других [24, 40, 56].

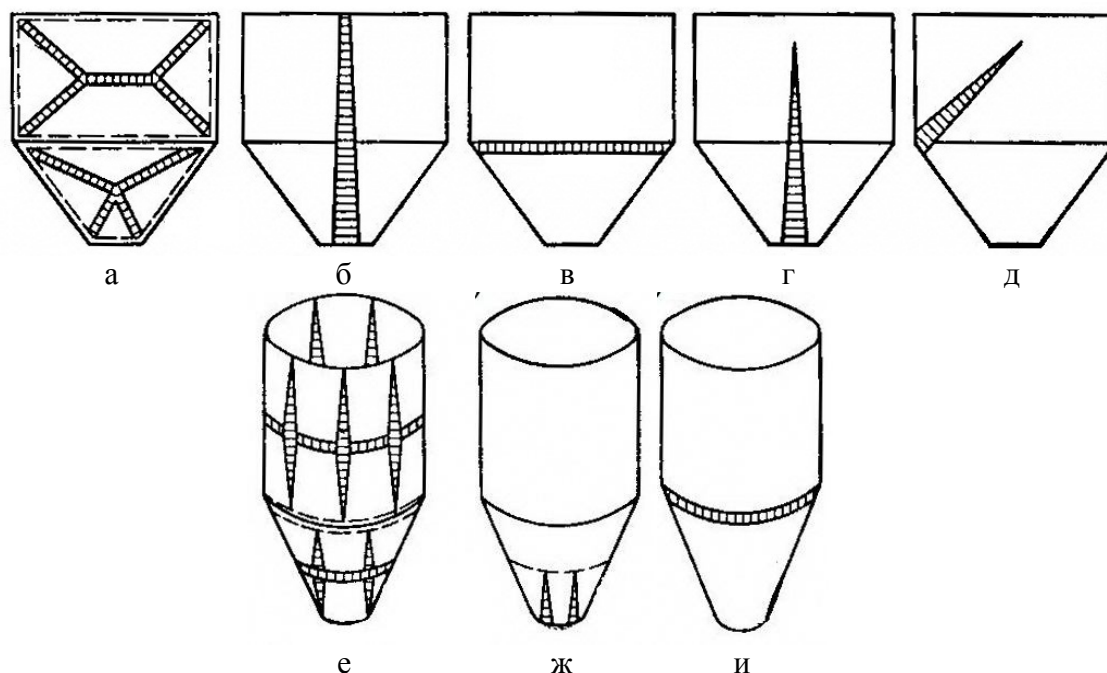


Рисунок 2.21 – Схемы разрушения бункеров:

а – местный изгиб стенок; б – разрыв в горизонтальном направлении; а, з – отрыв воронки; г – общий изгиб бункера по нормальному сечению; д – общий изгиб бункера по наклонному сечению; е – трехшарнирная схема разрушения; ж – одношарнирная схема разрушения днища

Расчет конструкций по предельному равновесию, как известно, основывается на рассмотрении форм предельного состояния, или, схем разрушения. Некоторые из возможных схем разрушения отдельно стоящих бункеров показаны на рисунке 2.21. На схеме рисунка 2.21, а показан вариант разрушения каждой отдельной плиты бункера «по конверту», т. е. расчет арматуры в этом случае производится как для плит, опертых по контуру, под воздействием равномерно распределенной нагрузки. Другие схемы (рис. 2.21, б, в, г, д) соответствуют разрыву бункера по вертикальной трещине-полосе, отрыву воронки от основной коробки бункера, а также возможен вариант разрушения всего бункера по нормальным и наклонным сечениям.

Для всех возможных схем разрушения необходимо выполнить отдельный расчет, подобрать в каждом случае свою арматуру, а затем заармировать стенки бункера и воронку до максимального ее значения.

Взаимное влияние соседних стенок друг на друга учитывают приближенно, полагая, что по линии их контакта они находятся в защемленном состоянии.

Помимо изгиба стены бункера испытывают растяжение: вертикальные стены – в горизонтальном направлении, наклонные в воронке – в обоих направлениях [28].

Трапецевидные плиты приближенно рассчитывают на среднюю равномерно распределенную нагрузку с интенсивностью

$$p_n^c = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h_2 \cdot \left[ \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \cdot \left( 1 + \frac{a_2}{a_1 + a_2} + 3 \cdot \frac{h_1}{h_2} \right), \quad (2.14)$$

заменяя трапецевидное очертание прямоугольным с расчетными размерами сторон (рис. 2.19)

$$l_{расч} = \frac{2}{3} \cdot (a_1 + 2a_2) \cdot \frac{a_2}{a_1 + a_2}, \quad (2.15)$$

где  $\alpha$  – угол наклона стенки воронки к горизонтали.

### 2.3 Конструирование составных элементов бункеров

В железобетонных бункерах можно выделить два принципиально отличных конструктивных решения: монолитные и сборные. Возможно также сборно-монолитное решение. Существенное значение для конструирования бункеров имеет их функциональное назначение (горнорудная промышленность, металлургические комбинаты, тепловые электростанции, химическое производство, легкая промышленность и т. д.), а также состав сыпучего материала, заполняющего бункер (песок, щебень, руда, уголь, известь, сода, клинкер, цемент и т. п.).

При выборе конструктивного решения бункера ячейкового, лоткового или многоячейкового и совмещенного типов в первую очередь решается вопрос об опирании бункера на несущие конструкции, затем учитываются такие факторы, как способ загрузки бункера, способ разгрузки, используемое загрузочно-разгрузочное оборудование, условия работы бункера (температура, влажность, режим работы, наличие вибрационных воздействий, сейсмичность района строительства), влияние агрессивной среды и другие обстоятельства.

Начинается проектирование бункеров с разработки фундаментной части и оценки конкретных грунтовых условий. Чаще всего в качестве фундаментов используют отдельно стоящие столбчатые монолитные фундаменты с опиранием на них монолитных или сборных железобетонных колонн. Шаг колонн может находиться в пределах от 2,5 до 6 м и более. По колоннам укладываются обвязочные железобетонные балки, на которые непосредственно опираются вертикальные стенки бункера. Кроме колонн опорными частями бункеров могут служить продольные и поперечные железобетонные и кирпичные стены. В этом случае фундаменты под стены выполняются монолитными железобетонными ленточного типа.

На рисунке 2.22 приведен пример конструктивного решения монолитного железобетонного бункера ячейкового типа бункерной этажерки тепловой электростанции для мелко дробленного угля. Размеры ячеек достигают 6–8 м в плане, высота – до 12–18 м. Лотковые бункеры выполняют еще больших размеров для значительных объемов перегрузки сыпучих материалов. Приведенный пример бункера выполнен в четырехуровневом варианте с загрузочной галереей (5), разгрузочной площадкой (9) и подбункерным этажом (10). Толщина стенок бункера равна 120 мм, толщина воронки – 100 мм. Применен бетон класса С20/25, марка по водонепроницаемости – W6, т. е. достаточно высокой плотности.

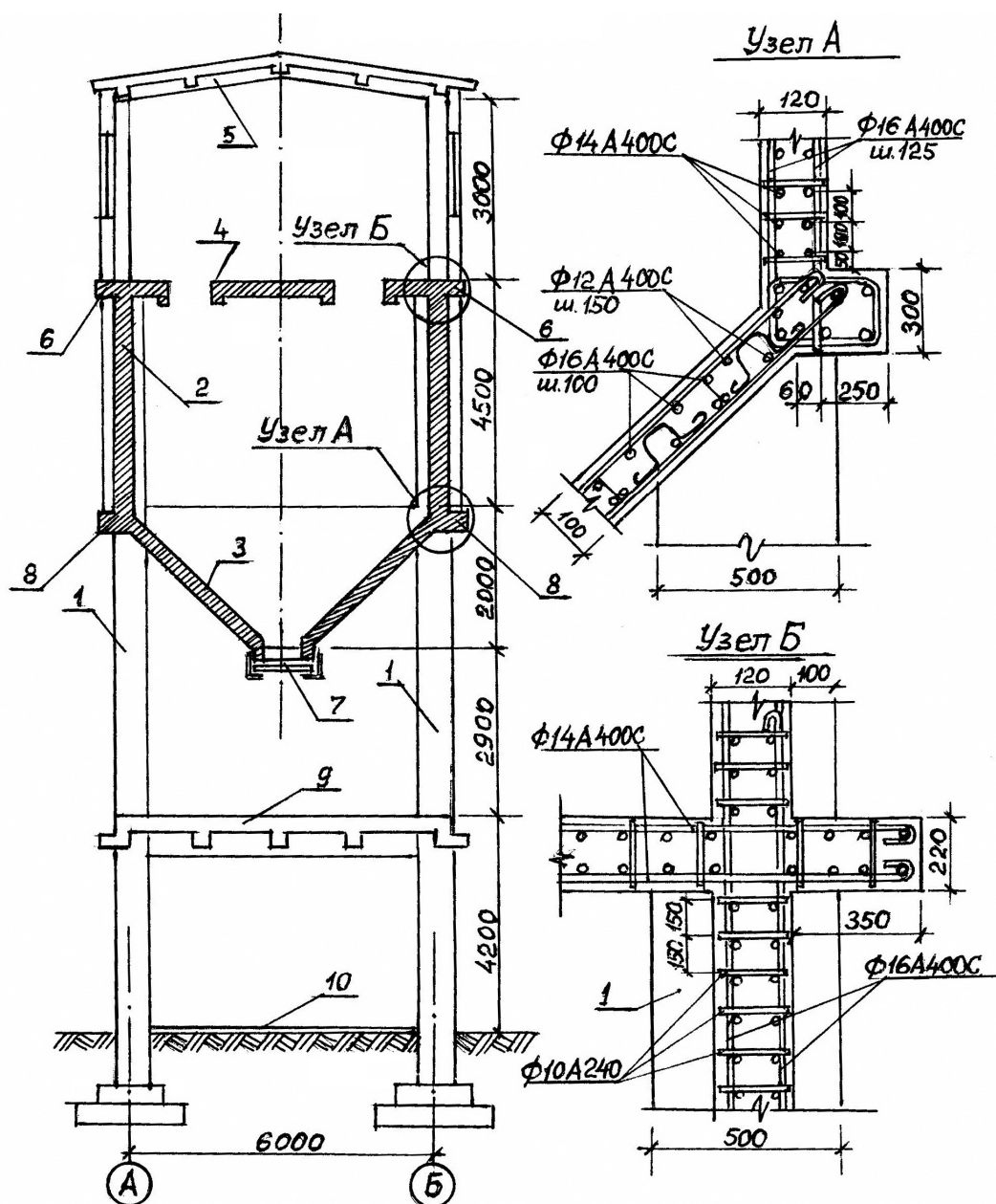


Рисунок 2.22 – Ячейковый бункер этажерки ТЕЦ:

1 – колонны бункера; 2 – стенки бункера; 3 – воронка бункера; 4 – перекрытие загрузочной галереи; 5 – монолитное покрытие; 6 – консольный свес плиты; 7 – затвор (шибер) бункера; 8 – бортовой опорный элемент; 9 – монолитное перекрытие приемной площадки; 10 – подбункерный этаж

Особое внимание уделяется армированию стен бункера и стен воронки. В большинстве случаев это армирование выполняется с помощью двойных сеток, диаметр рабочей арматуры находится в пределах 12–16 мм и устанавливается в зависимости от выполненного расчета. Для усиления стенок воронки по периметру могут устанавливаться поперечные арматурные каркасы с рабочей продольной арматурой диаметром 12 мм. Наклонная арматура по образующей воронки выполняется с повышенным диаметром, так как она воспринимает растягивающие усилия. Основной класс арматуры соответствует классу A400C, в отдельных случаях могут использоваться классы A500 или A240.

Форма сечения колонн бункеров может быть квадратной или прямоугольной: 500×500; 600×600; 500×800; 600×1800 и другие. Армируются колонны диаметром не менее 20 мм, процент армирования их достигает 3–3,5, основной класс – А400С.

В зонах примыкания бункера к колонне могут устраиваться выпуски из колонны, которые стыкуются со стержнями стенок бункера при помощи накладных пластинок. В воронке в местах двугранных углов устанавливаются дополнительные Г-образные стержни для увеличения прочности мест сопряжения стенок воронки. Сетки воронки соединяют между собой с помощью приваривания соединительных планок к размалкованным уголкам, поставленным в углах воронки. Пример такого решения приведен на рисунке 2.23.

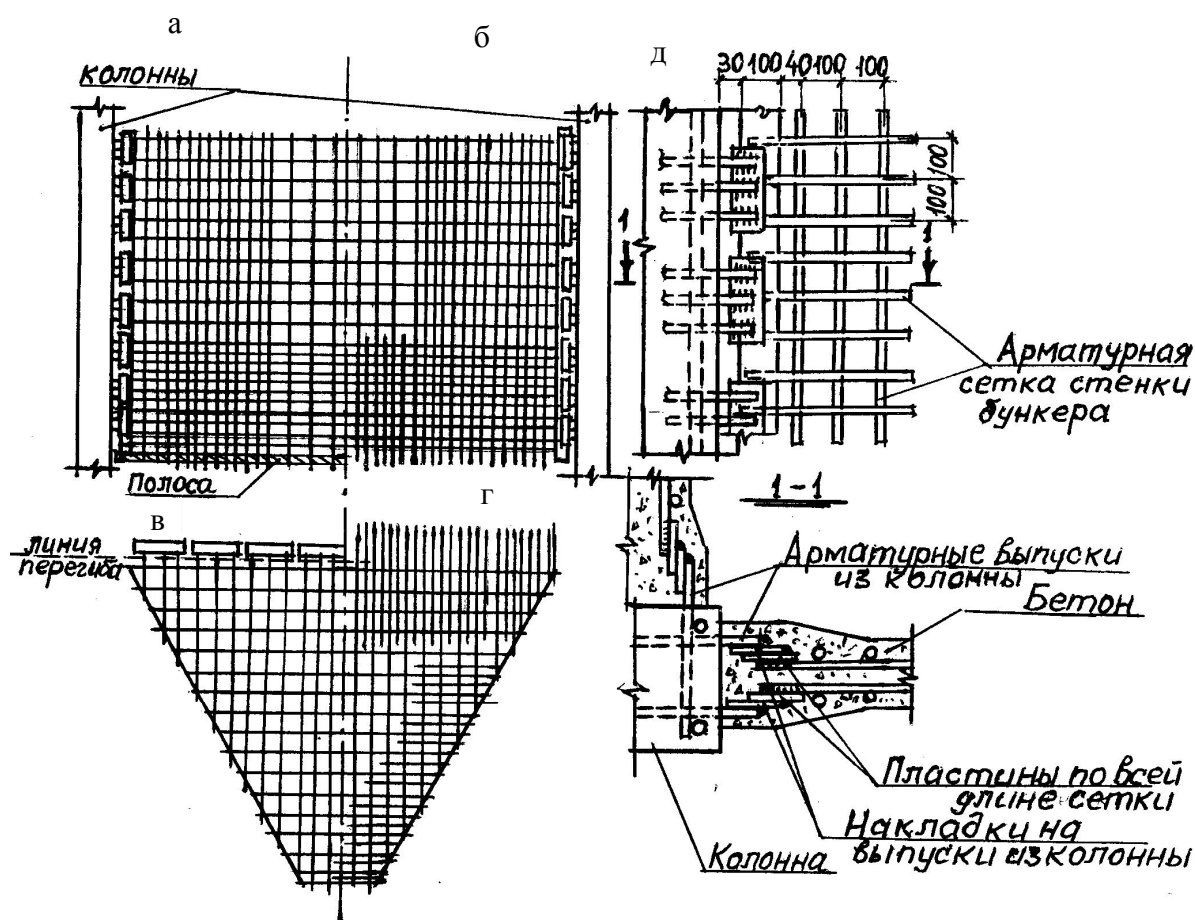


Рисунок 2.23 – Армирование стенок монолитного бункера:  
а, б – наружная и внутренняя сетки вертикальной стенки бункера;  
в, г – наружная и внутренняя сетки воронки; д – узел сопряжения арматуры бункера с колонной

После выполнения армирования устанавливается опалубка бункера и производится бетонирование воронки и стенок. Бетон применяется мелкозернистый класса С20/25-С25/30. В нижней части бункера устанавливаются закладные детали для крепления элементов затвора. Толщина стенок различна и может составлять 80–180 мм.

Следует отметить, что устройство крупногабаритных монолитных железобетонных бункеров – трудоемкая и сложная работа, поэтому при конструктивной разработке бункеров и разработке технологии их строительства используются передовые методы конструирования с применением прогрессивных материалов и современных технологий.



Наряду с монолитным вариантом проектирования и строительства бункеров существуют варианты сборных конструкций бункерных сооружений. При этом расчленение элементов бункера производится по основным плоскостям условного монолитного бункера. Существует ряд проектных решений, в которых сборные бункеры состоят из целых панелей на грань или составленных из двух панелей. В этих бункерах предусматривается приварка арматуры панелей к стальным планкам, соединяемым между собой по толщине плиты диафрагмами. Плиты соединяются между собой стальными накладками на монтажной сварке.

На рисунке 2.24 показаны два возможных варианта разрезания бункера на сборные железобетонные составные элементы. Существуют и другие решения, разработанные Ленинградским Промстройпроектом (серия ЖБ-223), Гипрококсом, Приднепровским Промстройпроектом (объект 830-02-01), Промэнергочерметом и другими организациями. Однако во всех решениях соединение сборных элементов осуществляется при помощи стальных планок. Эти соединения рассчитаны на полное восприятие изгибающих и растягивающих усилий, действующих в месте стыка, тем самым обеспечивается монолитность бункера, все стыки после сварки зачищаются и покрываются или слоем раствора М10-М15, или бетона, с добавлением клеящих составляющих. Панели бункеров (стенок и воронок) могут быть сплошными и ребристыми. В последнем случае толщина ребер составляет 250–300 мм, а толщина плитной части 70–80 мм.

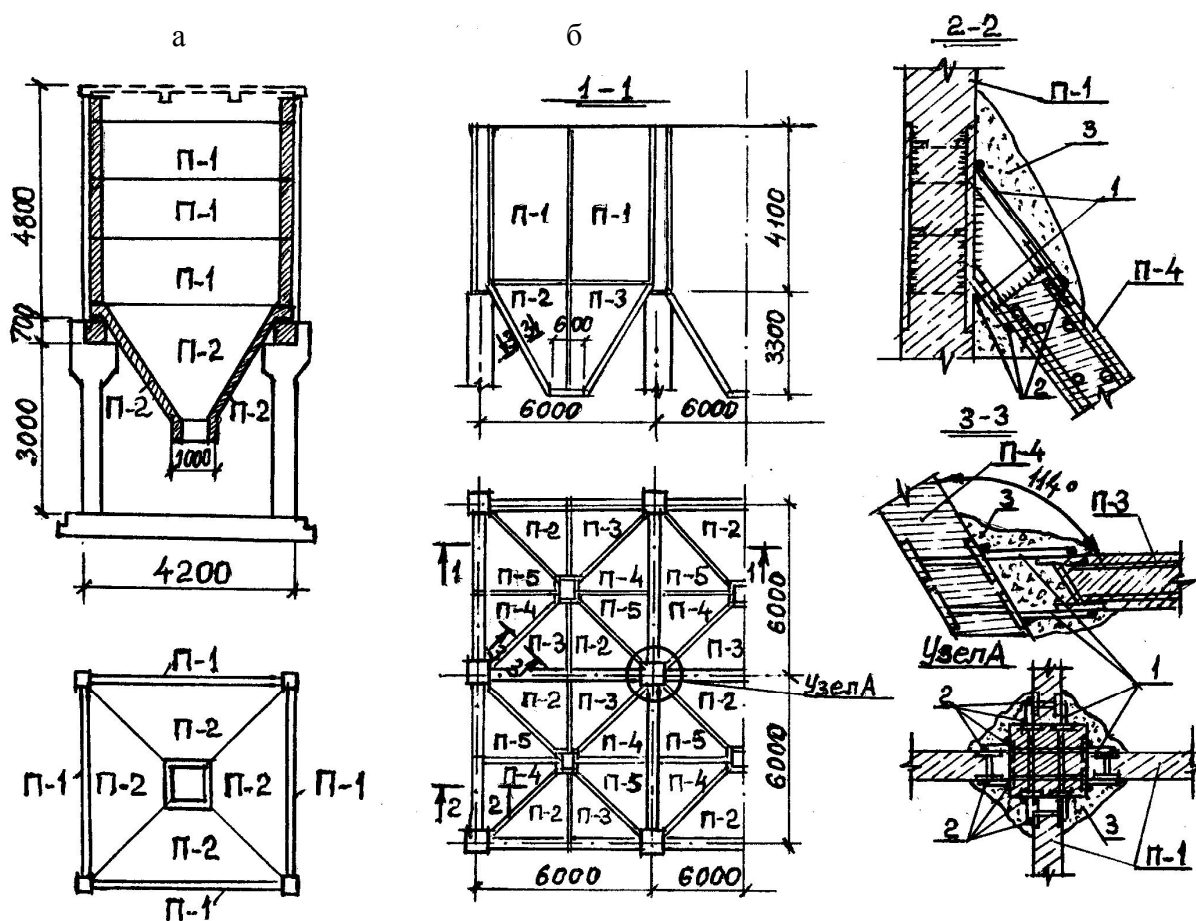


Рисунок 2.24 – Компонка сборных железобетонных элементов бункера: а – разрезание на целые плоскости; б – разрезание на составные элементы; 1 – стальные планки; 2 – монтажные швы; 3 – цементно-песчаная стяжка

На рисунке 2.25 приведен пример армирования составной панели воронки крупногабаритного бункера для угля. Показана арматура верхней сетки панели. Аналогично конструируется и арматура нижней сетки.

К недостаткам этой конструкции сборных бункеров следует отнести очень большое количество стальных закладных деталей, через которые передаются не только изгибающие моменты, но и растягивающие усилия. Как следствие этого, появляется много количество монтажных швов, кроме того, для монтажа бункеров требуется установка дорогостоящих поддерживающих лесов.

Промэнергочерметом (бывшее название Энергопроекта) разработаны бункеры, в которых воронки не подвешены к вертикальным стенкам, а оперты снизу на специальную балочную клетку. Сам бункер состоит из восьми трапецеидальных ребристых панелей. Опорные балки, размещенные под воронкой, не оправдывают себя, так как воронки сами являются пространственными балками намного большей жесткости, чем поддерживающие опорные балки.

Существует целый ряд и других конструктивных решений сборных железобетонных бункеров, среди которых следует выделить погрузочные двухрядные бункеры корытного типа для руды, разработанные Приднепровским Промстройпроектом (г. Днепр). Нижние участки колонн и фундаменты до отметки +5,32 предусмотрены монолитными с несущими арматурными каркасами. Основными несущими элементами бункеров являются поперечные двухконсольные ригели высота которых составляет 3980 мм, а вес – 20,4 т, они образуют нижние части поперечных стен бункеров (поз. 1, рис. 2.26). Верхние части поперечных стен состояются из двух панелей (поз. 2). Вертикальные участки продольных стен образованы из панелей размером «на комнату», весом 13,6 и 19,6 т. Наклонные стены образованы тоже из панелей с размерами «на ячейку» и весом 15,5–18,3 т.

Все сборные элементы не доводятся до взаимного пересечения и соединяются между собой при помощи сваривания стальных накладок с последующим бетонированием зазоров между плитами. В нижних узлах наклонные плиты воронок устанавливаются на мощные продольные балки и соединяются с ними при помощи сварки стальных накладок. В необходимых случаях поверхности стенок и воронок с внутренней стороны покрываются металлическим листом ( $\delta = 6 - 8$  мм) или износостойкими полимерными материалами.

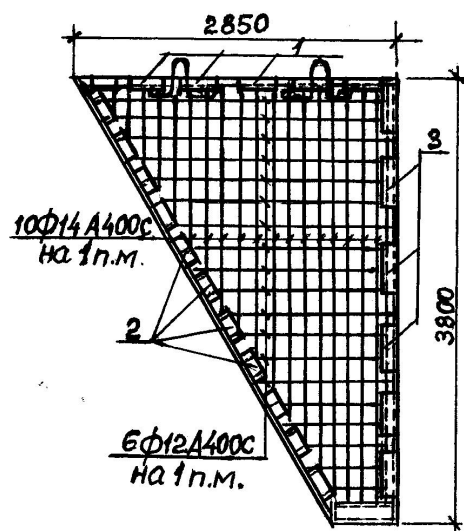


Рисунок 2.25 – Армирование плиты воронки (верхняя арматура):

- 1 – соединительные планки для стыковки с вертикальной панелью; 2 – соединительные планки для стыковки двугранного угла воронки;
- 3 – соединительные планки для стыковки двух панелей воронки

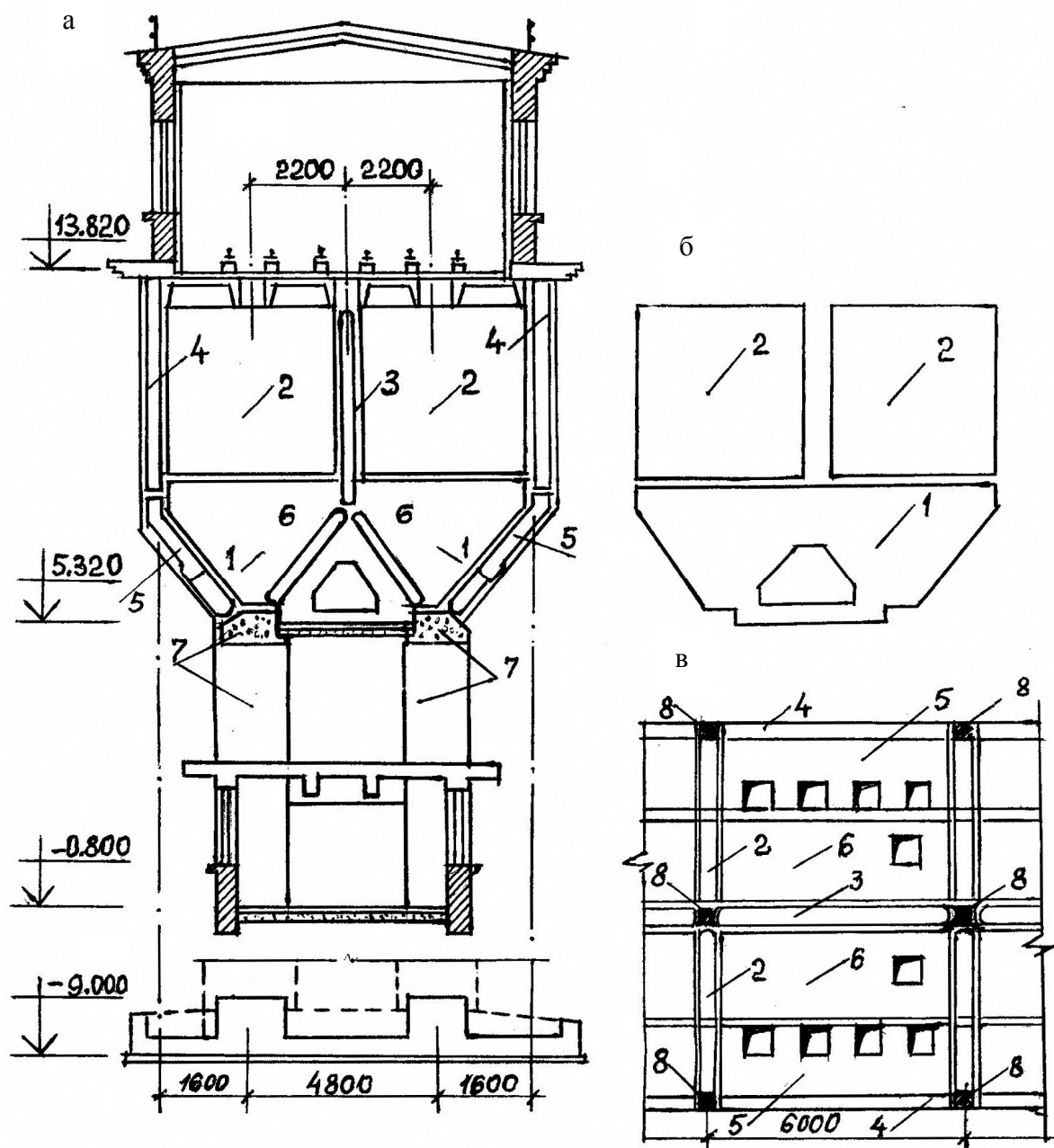


Рисунок 2.26 – Сборные погрузочные бункеры для руды:

а – разрез бункера; б – сборные железобетонные элементы поперечной стены; в – план расположения сборных элементов; 1 – нижний элемент; 2 – верхние элементы поперечной стены; 3, 4 – внутренние и наружная продольные вертикальные стены; 5, 6 – внутренняя и наружная продольные наклонные стены; 7 – монолитные железобетонные конструкции (колонны, ригели); 8 – монолитные стыки между сборными элементами

## 2.4 Вопросы к разделу 2

1. Назначение и разновидности железобетонных бункеров.
2. Основные конструктивные элементы бункеров.
3. Какими могут быть геометрические формы днищ?
4. Виды возможных способов истечения сыпучих материалов из бункеров.
5. Особенности учета различных видов нагрузок на стенки и воронки.
6. Как определить вертикальное и горизонтальное давление на стенку бункера?

7. Виды возможных разрушений стенок и воронок бункеров.
8. В каких случаях стенка бункера рассчитывается как плита, опертая по контуру.
9. Конструктивные решения стенок и воронок бункеров, способы их армирования.
10. Конструктивные решения сопряжения колонны и стенок в бункерах.
11. Как можно разрезать стенки и воронки бункера на сборные железобетонные элементы?
12. Основные виды стыков сборных железобетонных бункеров.
13. Определение усилий в наклонной стенке воронки.

### 3 СИЛОСЫ

#### 3.1 Общие сведения

Силосные железобетонные корпуса используют для бестарного, как правило, длительного хранения различных сыпучих сырьевых мелкодисперсных материалов, полуфабрикатов и готовой продукции, таких как цемент, известь, уголь, дробленая руда, песок, клинкер, зерно и другие. Этот вид закрытых хранилищ находит широко применяется из-за компактного расположения в плане, надежности эксплуатации и высокого уровня возможной механизации погрузочно-разгрузочных работ. Силосы как бы развивают бункеры в параметрическом отношении и существенно увеличивают их объем и высоту.

Силосами в повседневной практике принято называть такие хранилища, у которых высота стенки  $H > 1,5D_{\min}$ ,  $D_{\min}$  – меньший размер сечения силоса. Это соотношение требует учета влияния сил трения сыпучего о стенки силоса. В большинстве случаев силосы проектируются круглыми, однако встречаются варианты многоугольных сечений, прямоугольных, каннелюрообразных и даже эллиптических.

Стенки круглых силосов работают в кольцевом направлении практически на чистое растяжение, что позволяет уменьшить сечения стенок и экономить материал. На рисунке 3.1 показаны основные формы сечения силосов, применяемых в практике строительства.

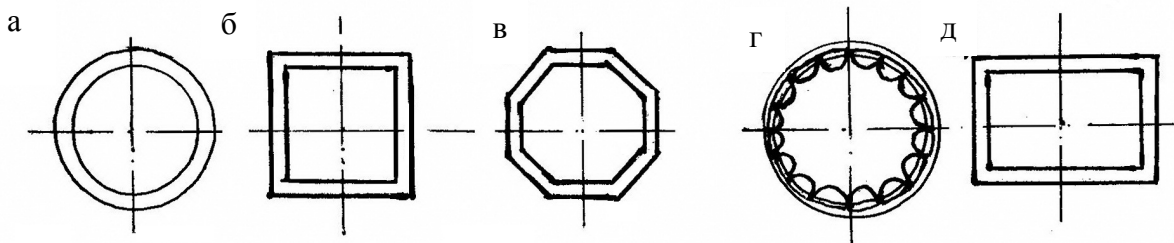


Рисунок 3.1 – Возможные формы сечения силосов:

а – круглые; б – квадратные; в – многоугольные; г – каннелюрного типа; д – прямоугольные

Силосные железобетонные корпуса обычно состоят из нескольких силосных банок. Отдельно стоящие силосные банки встречаются редко. Расположение банок может быть рядовым, с непосредственным контактом банок друг с другом, и шахматное. Рекомендуется рядовое их расположение как наиболее простое и несложное в изготовлении. Расстояние между силосами в этом случае называется «звёздочкой». Шахматное расположение допускается только в отдельных случаях, например при расширении и реконструкции существующих силосных корпусов.

В некоторых случаях могут изготавливаться силосные корпуса с отдельно стоящими банками, удаленными друг от друга на определенное расстояние – 0,8–1,2 м. Такое решение позволяет применять в банках предварительное напряжение с использованием навивочных машин. Компонировка силосных корпусов в плане показана на рисунке 3.2, а, б, в.

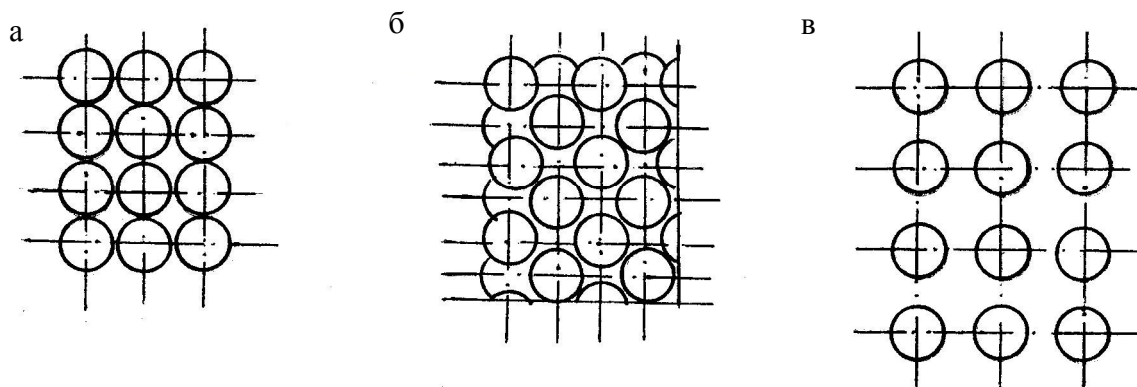


Рисунок 3.2 – Схемы расположения банок силосных корпусов:  
а – рядовое; б – шахматное; в – отдельно стоящие

По конструкции днища силосы могут быть с подсилосными этажами и без них. Выбор того или иного типа в первую очередь зависит от свойств сыпучего материала, а также от вида разгрузочного оборудования. Силосы типов I–IV (см. рис. 3.3) не имеют подсилосных этажей и являются поэтому более экономными по сравнению с типами V–VII. Силосы первых трех типов применяются для хранения песка, гравия, извести, кальцинированной соды, цемента. При этом разгрузка силосов типа I производится пневматическим способом, т. е. с подачей сжатого воздуха на верхние слои сыпучего.

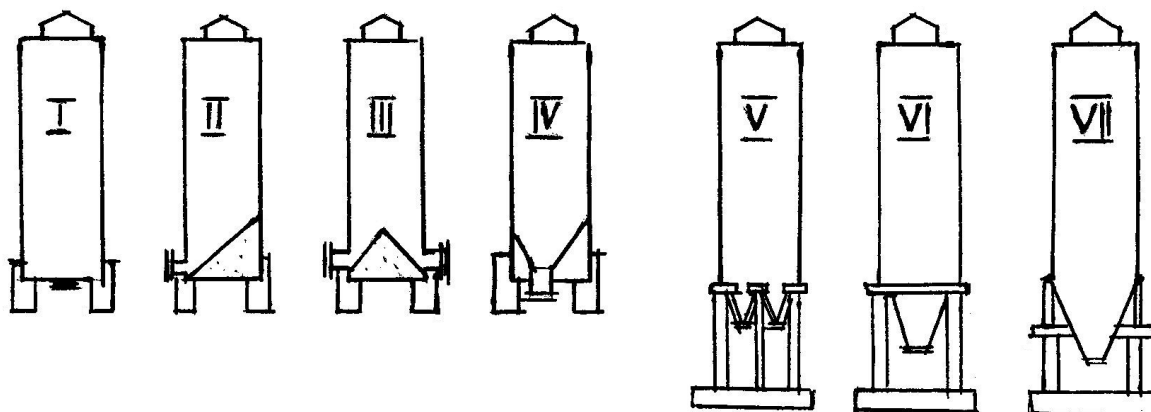


Рисунок 3.3 – Типы силосов с разной организацией разгрузочных устройств

Для типов II и III разгрузка осуществляется самотеком, через боковые выпуски непосредственно в вагоны или автомобили. Материал, хранимый в таких силосах, не должен обладать свойствами слеживания и зависания (образования сводов). Силосы же типов V–VII применяются при хранении любых сыпучих (клинкер, руда, керамзит и др.). Они максимально удобны в эксплуатации, но одновременно являются и наиболее дорогими [11, 23, 24].

Практика использования круглых силосов показала, что наиболее рациональными и экономичными являются параметры наружного диаметра следующих размеров (в м):

- для цемента – 6, 12, 18;
- для каменного угля – 12;
- для соды (кальцинированной) – 18;

- для тяжелого зерна (пшеницы) – 6;
- для легкого зерна (подсолнечника) – 12, 18.

Для квадратных в плане силосов оптимальный размер стороны равен 3–4 м. В настоящее время разработаны типовые серии для строительства как силосных корпусов с круглыми банками, так и силосных корпусов с прямоугольными и квадратными банками, которые называют элеваторами или хлебоприемными (зерновыми) элеваторами [39, 40].

Существуют так называемые «закрома» – хранилища нормированных запасов сырья для предприятий истроек. В большинстве случаев это прямоугольные емкости, сблокированные в один корпус. Высота их может быть 3,6; 4,8 и 6,0 м. Данные емкости открытые и могут быть заглубленными или размещаться на поверхности земли. Закрома можно рассматривать как частный случай силосов [56].

Силосы отдельные или объединенные в корпуса входят в состав расширенных производственных объектов: промышленных (силосы для цемента, угля, соды и т. п.) или сельскохозяйственных (элеваторы для зерна, семечек, муки, окатышей и т. п.).

По верху силосного корпуса, как правило, предусматривают галерею для загрузочного оборудования, снизу – подсилосное помещение для разгрузки содержимого в транспортные механизмы.

Силосы сооружают монолитными (рис. 3.4) и сборными (рис. 3.5 и 3.6). Каждый из этих вариантов имеет свои положительные стороны и определенные недостатки. Монолитные силосы не требуют дополнительных транспортных и заводских расходов, применения тяжелых грузоподъемных кранов. Месторасположение таких силосов может быть выбрано свободным, независимым от наличия производственной базы по производству сборного железобетона; обеспечивается повышенная надежность и безопасность эксплуатации таких силосов. Наряду с этим усложняется технологический процесс изготовления силосных банок, устройство и передвижение опалубки, выдержка сроков твердения бетона и устройство площадки для складирования строительных материалов и технологического оборудования.

В силосах сборного типа обеспечивается существенное сокращение сроков строительства, повышенное качество силосных банок. Нет зависимости от времени года строительства (лето, зима), за счет уменьшения сечения стенок силосов снижаются общие трудозатраты и уменьшаются расходы строительных материалов. Однако для сборного варианта необходима обязательная производственная база в виде завода по изготовлению сборных железобетонных конструкций. В этом случае снижается уровень долговечности и надежности конструкций ввиду наличия стыковых швов и большого количества узловых соединений. Необходимо дополнительное транспортное обслуживание (доставка сборных конструкций на площадку) и наличие грузоподъемного оборудования в виде монтажных кранов большой грузоподъемности.

Суммарная сметная стоимость сборных силосов оказывается выше, чем стоимость монолитных силосов аналогичных параметров.

Силосы относятся к такой категории инженерных сооружений, у которых переменная полезная нагрузка составляет десятки тысяч тонн, а с учетом собственного веса конструкций суммарная нагрузка на грунтовое основание может достигать сотни тысяч тонн. Отсюда возникает целый ряд сложных инженерных задач, которые

приходится решать с учетом реального грунтового основания, неравномерности загрузки отдельных участков силосного корпуса, способа разгрузки каждой банки, технологии изготовления конструкций и другие.

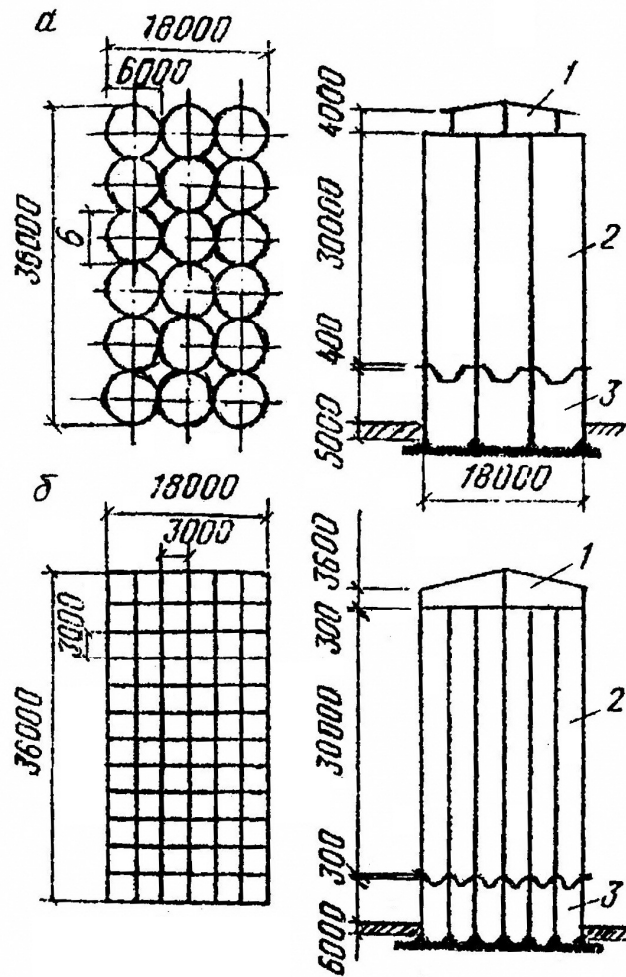


Рисунок 3.4 – Монолитные силосные корпуса:  
а – с цилиндрическими силосами; б – с квадратными в плане силосами;  
1 – надсилосная галерея; 2 – силос; 3 – подсилосный этаж

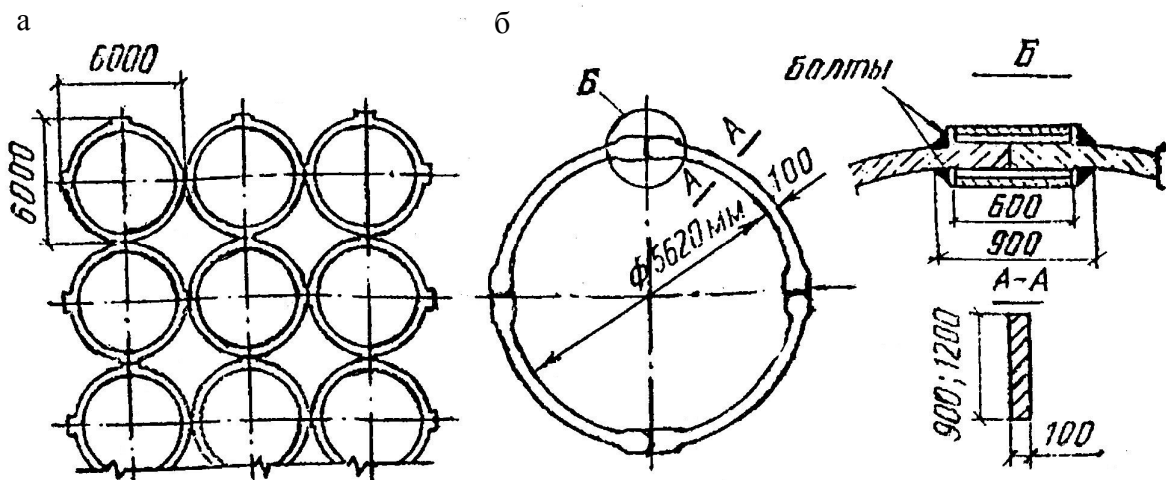


Рисунок 3.5 – Сборные силосные корпуса с цилиндрическими силосами: а – фрагмент плана корпуса; б – конструктивная схема яруса



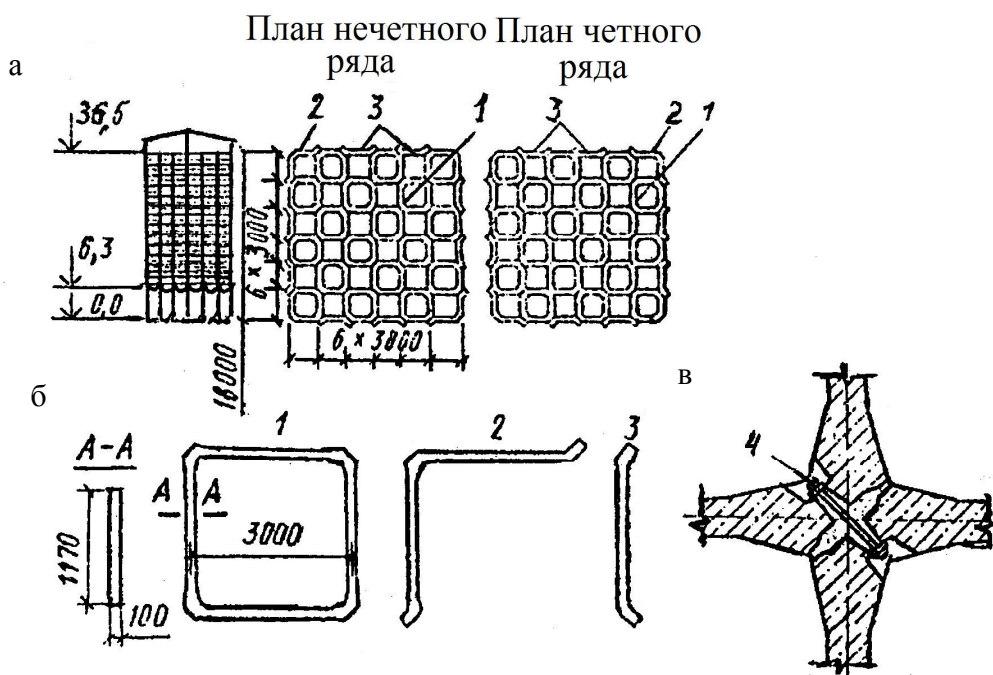


Рисунок 3.6 – Сборные силосные корпуса с квадратными в плане силосами: а – разрез и планы; б – сборные элементы; в – деталь сопряжения сборных элементов по внутренним углам; 1–3 – сборные элементы; 4 – болт

Существующая практика проектирования, строительства и эксплуатации силосных корпусов показывает, что на различных этапах жизненного цикла этих инженерных сооружений возникает ряд непредвиденных обстоятельств, приводящих или к локальному разрушению отдельных конструкций, или к разрушению всего комплекса силосного корпуса. Начиная с 1932 года зафиксировано более 25 серьезных аварий в мировой практике, когда силосные корпуса полностью выходили из строя.

Высота силосных корпусов колеблется в пределах 30–36 м, а в отдельных случаях может достигать 42 м и более.

Следует отметить, что нормативные документы на проектирование силосов допускают осадку этих инженерных сооружений на 40 см. В настоящее время основными нормативными документами на проектирование силосов и элеваторов являются нормы, разработанные еще в 1984–1985 годах. На современном этапе проектирования и строительства силосов они уже устарели, однако основные концептуальные положения этих норм остаются актуальными и в настоящее время. В частности, СНиП 2.09.03-85 определяет задачи расчета и конструирования силосов для сыпучих материалов, включая цемент, известь молотую, дробленый уголь, соду, гипс, муку и другие материалы. А в СНиП 2.10.05-85 рассмотрены вопросы проектирования элеваторов для зерна с ячейкой 3×3 м. Технологические процессы работы силосов содержатся в документе НТП АПК 1.10.11.001-00.

Основными разработчиками нормативной базы для проектирования различных типов силосов являлись «Гипроцемент», НИИЖБ (г. Москва), «Промзернопроект» (г. Москва), «ПромстройНИИпроект» (г. Харьков) и другие проектные и научно-исследовательские организации.

### 3.2 Конструктивные решения унифицированных силосов

Учитывая большую потребность в хранилищах типа силосных корпусов для различных отраслей промышленности и сельского хозяйства, на протяжении многих лет разрабатывались наиболее рациональные и приемлемые для различных условий строительства унифицированные конструктивные схемы данных инженерных сооружений. Одним из первых типовых проектов для хранения цемента был разработанный в 1948 году «Гипроцементом» проект силосного корпуса на шесть банок, диаметром 6 м каждая, выполненный в монолитном железобетоне.

В последующие годы типовые серии совершенствовались, расширялись, охватывая как монолитные варианты строительства, так и сборные. В 1983 году выходит ГОСТ 25627-83 «Изделия железобетонные для силосных сооружений, элеваторов и зерноперерабатывающих предприятий», а спустя пять лет уже рекомендован для широкого внедрения типовой проект для цемента 708-37.88 с диаметром банок 18 м и емкостью 40 тысяч тонн.

Наиболее популярной серией для строительства силосов в 60–70 гг. прошлого века была серия ИС-01-09 (впоследствии замененная на 3.012-3), которая рассматривала конструкции железобетонных силосов диаметром 6 и 12 м для хранения сыпучих материалов.

Например, в конструкциях типовых силосов, разработанных в сериях ИС-01-09 (3.012-3), рассматриваются следующие составные элементы: фундамент, подсилосный этаж, днище с воронками, стены силосных банок, перекрытие над силосом и надсилосная галерея.

В этих сериях унифицированы только основные параметры силосов: размеры силосных банок в поперечном сечении, по высоте и, по их взаимному расположению; высоты подсилосных этажей, сечения колонн и их осевые привязки; толщины монолитных стен, возводимых в подвижной опалубке; различные конструкции надсилосных перекрытий (надсилосная плита).

Наружный (номинальный) диаметр круглых силосов принят равным 3, 6 и 12 м. Расстояние между центрами силосов установлено равным унифицированному значению их диаметра. Высота стен силосов и подсилосных этажей назначена кратной 0,6 или 1,2 м. Для упрощения конструкции оснастки и уменьшения количества ее типоразмеров монолитные стены крайних и средних силосов, возводимых в скользящей опалубке, приняты одинаковой толщины (см. прил. Ж).

Дополнительные нагрузки, возникающие при разгрузке силосов, работе пневматических систем, обрушении сыпучего материала внутри силоса, учтены в конструкциях отдельно (при подборе сечений элементов). Временная расчетная нагрузка на надсилосном перекрытии принята равной  $500 \text{ кгс/м}^2$  ( $5 \text{ кН/м}^2$ ).

Объемно-планировочные решения силосных корпусов элеваторов в большинстве случаев также унифицированы. Разработаны конструкции силосов одиночных и групповых, однорядных и двухрядных, диаметром 6 м, с полной высотой корпуса 15–25,8 м, вместимостью  $250\text{--}3000 \text{ м}^3$ , а также силосов диаметром 12 м, высотой 24,6–42,6 м, вместимостью  $1700\text{--}12000 \text{ м}^3$ .

Для зерновых элеваторов рекомендованы к применению силосы четырех типов с размерами в плане 36×24, 30×18, 36×18 и 24×18 м. Длина корпуса может быть и больше, но она не должна превышать 48 м для круглых и 42 м для квадратных силосов. Это ограничение диктуется необходимостью устройства температурно-усадочных швов. Типовая высота силосов принята 30 м, на грунтах высокой прочности (скальные) она может быть увеличена до 42 м, а в некоторых случаях и более.

В корпусах, состоящих из цилиндрических или восьмигранных силосов, пространство между цилиндрами или восьмигранниками («звездочки») также используют для хранения сыпучих материалов.

Среди наиболее употребительных следует отметить типовой проект 702-1-3 – трехрядный силосный корпус типа СКМ-6-18 емкостью 11 700 т с монолитными силосами диаметром 6 м. Этот корпус включает три блока с размерами в плане 18×24 м, высота корпуса – 30 м.

Кроме монолитных вариантов типовых серий для элеваторов разработан целый ряд конструктивных решений с применением сборных железобетонных конструкций. Так, в сериях 702-1-16-90 и 702-1-17-90 применены сборные цементные блоки типа СКС-3х144 с конструктивной защитой наружных стен. Вместимость этих силосов составляет от 18 до 27 тыс. т зерна. Конструктивные железобетонные детали составных элементов, включая фундаменты, колонны, стены банок, плиты перекрытий, разработаны в серии 3.702.1-4. При этом следует отметить, что толщина стенок сборных блоков стен может составлять всего лишь 60–90 мм.

Наиболее масштабным следует считать типовой проект 702-17 для хлебоприемного элеватора общей емкостью 140 тысяч тонн зерна. Данный проект основан на использовании для банок сборных железобетонных блок-ячеек размером 3×3 м и включает шесть самостоятельных блок-секций с размерами 18×30 м. Объем заготовок зерна для этого элеватора может составлять 75 тыс. т (т. е. подготовка зерна, его сортировка, просушка и т. п.). В состав этого элеватора входят вспомогательные здания и сооружения, разработанные в архитектурном и конструктивном отношении на запланированное количество приемного зерна.

Монолитные силосные корпуса могут быть с круглыми и квадратными в плане силосными банками. Объединение смежных круглых силосов в единый блок выполняют на участке длиной 1,5–2 м. Минимальная толщина стен монолитных силосов установлена по условию недопущения разрывов в бетоне при перемещении скользящей опалубки, в которой они возводятся.

Стены круглых монолитных силосов обычно доводят до фундаментной плиты. В подсилосной части стены усиливают пилястрами, на которые сверху опираются воронки (рис. 3.7, а). Устраивают также плоские днища на своих колоннах с забуткой по верху (рис. 3.7, б). Сборные круглые силосы вместе с воронками (которые также могут быть сборными) опираются в подсилосном помещении на П-образные рамы (рис. 3.7, в). Опирающие квадратные силосы решаются аналогично.

Таблица 3.1 – Минимальная толщина стен монолитных силосов

Форма силосов в плане	Толщина стен, мм	
	наружных	внутренних
Круглые диаметры 6 м	180	160
То же 12 м	240	-
Квадратные	160	150

Для силосов применяют бетон класса не ниже С16/20, арматуру классов А400С и А240.

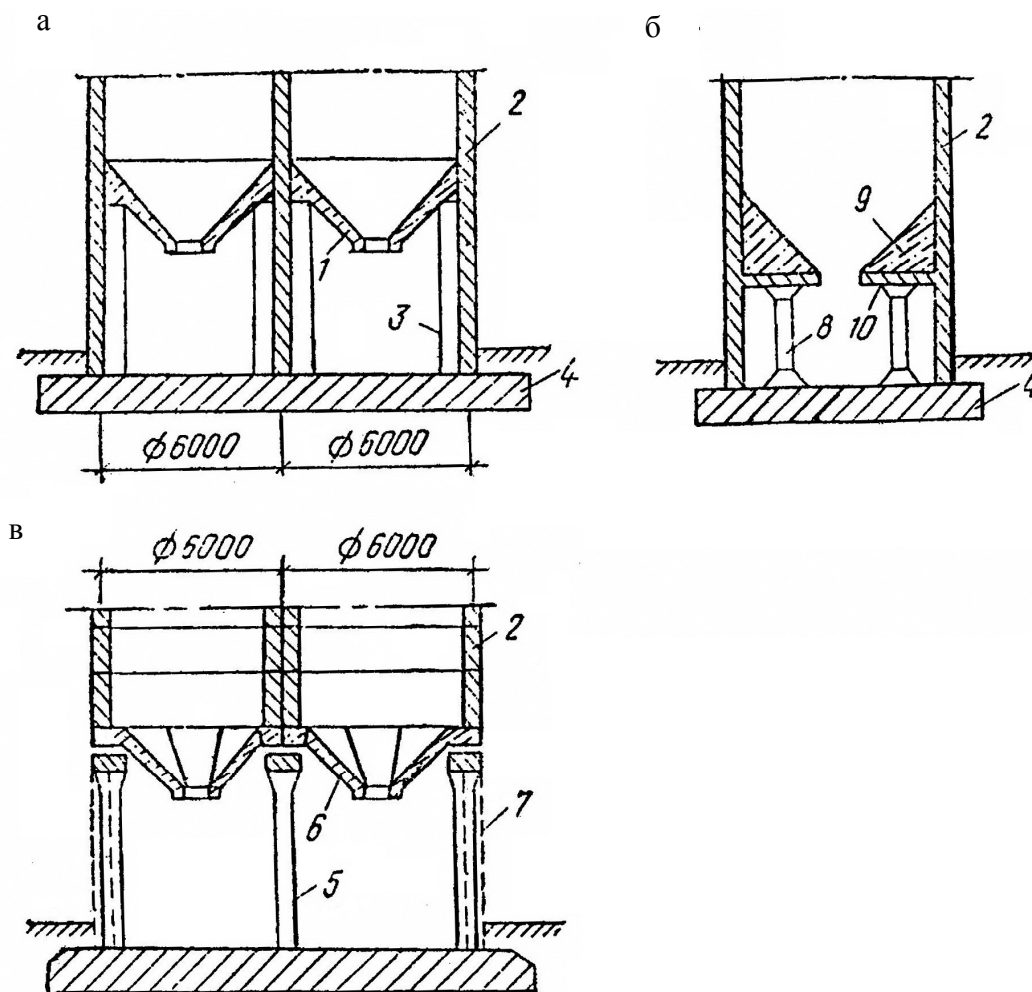


Рисунок 3.7 – Конструктивные схемы опирания цилиндрических силосов: а – монолитных с монолитными воронками; б – монолитных с плоским дном; в – сборных со сборными воронками; 1 – монолитная воронка; 2 – стены силосов; 3 – пилястры; 4 – фундаментная плита; 5 – П-образные рамы; 6 – сборная воронка; 7 – стенное ограждение; 8 – колонны; 9 – забутка; 10 – плоское дно

Стены монолитных силосных корпусов возводят обычно в скользящей опалубке, удерживаемой на домкратных рамах, поэтому армируют стены в горизонтальном направлении отдельными стержнями сравнительно небольшой длины с шагом стержней 100–200 мм; толщина защитного слоя должна быть не менее 20 мм.стыки стержней делают вразбежку с перепусканием концов на  $60d + 100$  мм. В силосах малого диаметра предварительное напряжение арматуры стен не выполняют; для армирования применяют арматуру класса А400С (периодического профиля).

Подобную компоновку сохраняют и в сборных силосных корпусах (рис. 3.5 и 3.6). Их комплектуют из элементов трех типоразмеров пространственного блока в виде замкнутой рамы, Г-образного и плоского. Номинальный размер высоты сборного яруса – 1,2 м. Сборные элементы могут быть гладкими толщиной 100 мм или ребристыми с толщиной стены 60 мм. Объединяют отдельные элементы в силосный корпус с помощью оцинкованных болтов.

Сборные цилиндрические силосы малого диаметра (3 м) можно монтировать из цельных колец, однако такие силосы применяют редко. Сборные силосы с номинальным диаметром 6 м komponуют так, как показано на рисунке 3.5, а. Каждый ярус состоит из четырех элементов, соединяемых болтами (рис. 3.5, б). Сборные элементы могут быть гладкими (толщиной 100 мм) и ребристыми (с толщиной стен 60 мм и высотой ребер 150 мм).

Применяют сборные восьмигранные силосы (рис. 3.8) из пространственного блока в виде замкнутой рамы и плоских ребристых плит. Соединение сборных элементов предусмотрено также на болтах. Однако эта конструкция не получила широкого распространения.

Разработаны типовые унифицированные конструкции сборных круглых силосов большого диаметра (12 м) из панелей-оболочек каннелюрного типа (рис. 3.9) с номинальными шириной 1,54 м и высотой 3 м. Панели снабжены торцовыми ребрами, в наружных пазах которых помещают предварительно напрягаемую кольцевую арматуру силоса. Натяжение этой арматуры выполняют при укрупнительной сборке отдельных поярусных цанг на особом стенде, в котором внутренний распор создается сжатым воздухом. После натяжения арматуру защищают цементным раствором, наносимым способом торкретирования.

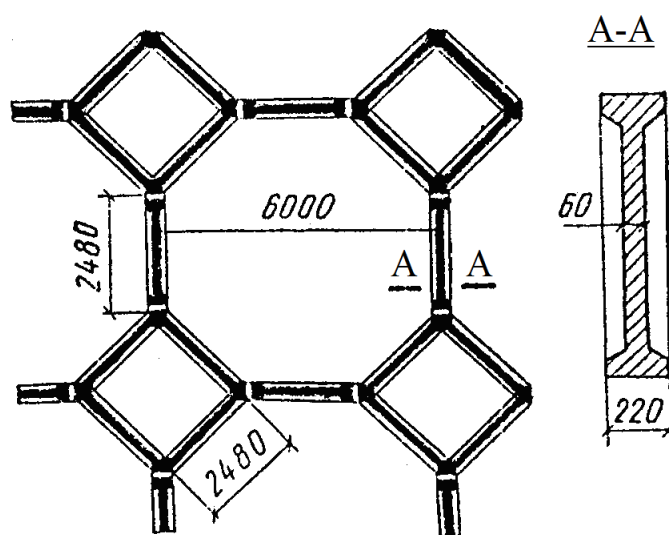


Рисунок 3.8 – Конструктивная схема сборного восьмигранного силоса

Днище в силосах диаметром 6 м выполняется или монолитным, или сборно-монолитным. Во втором варианте по сборным балкам прямоугольного сечения бетонируется монолитная плита толщиной 400 мм, в которой имеется отверстие

диаметром 2 м для пропуска разгрузочной стальной полуворонки (рис. 3.10). Для корпусов с четырьмя и шестью силосами разработан вариант плиты днища с двумя квадратными отверстиями размером 600×600 мм в каждом силосе.

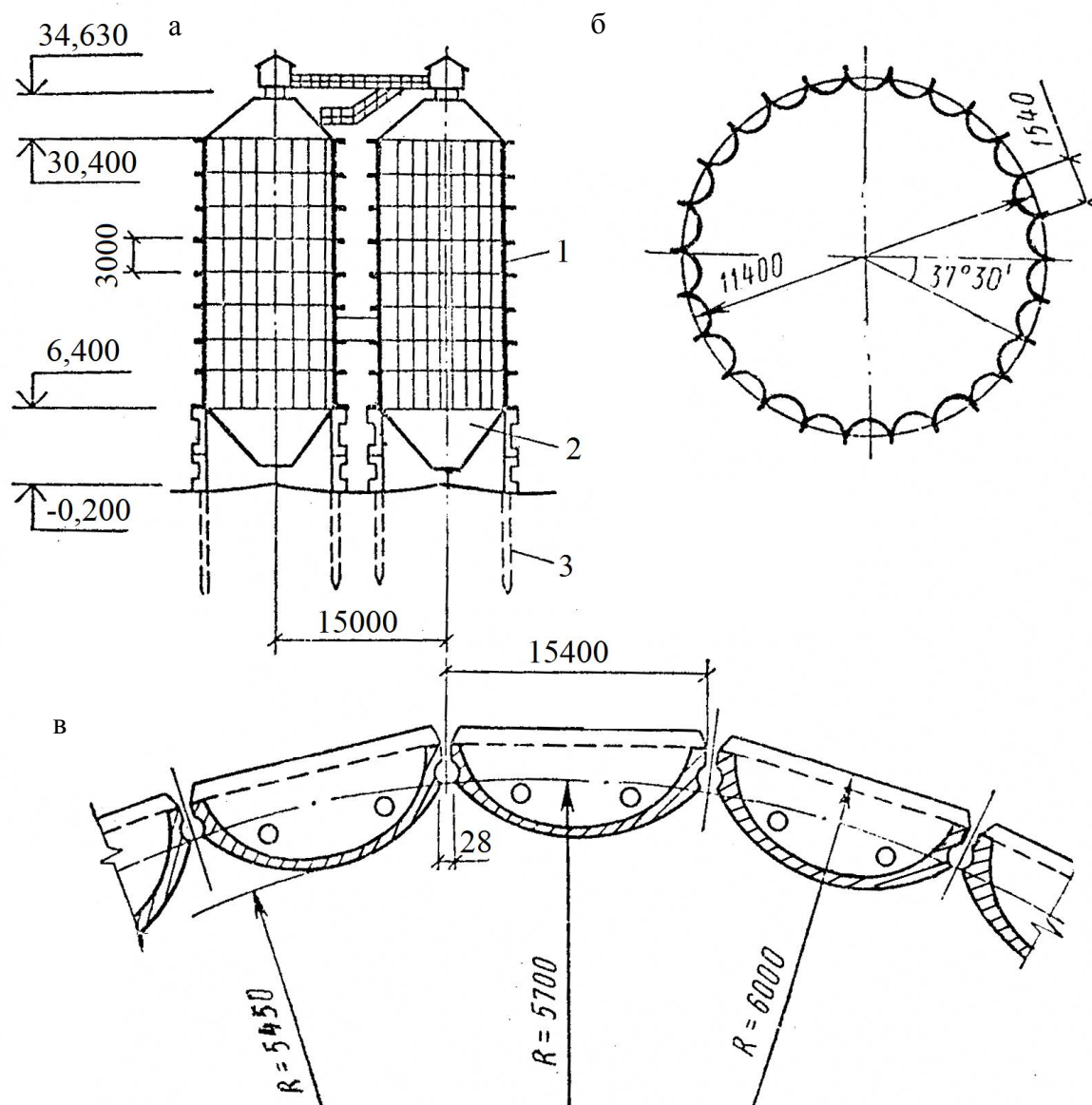


Рисунок 3.9 – Конструктивные схемы сборного круглого силоса диаметром 12 м с панелями каннелюрного типа: а – разрез; б – план; в – деталь плана; 1 – панели-оболочки; 2 – металлические воронки; 3 – железобетонные сваи

Конструкция днища для монолитных силосов диаметром 12 м разработана в двух вариантах: при хранении материалов со средней плотностью более  $10 \text{ кН/м}^3$  – монолитными, ребристыми, с отверстиями для устройства полуворонок (рис. 3.11); при хранении легких сыпучих материалов ( $\rho < 10 \text{ кН/м}^3$ ) в каждом силосе на колоннах устраиваются сборная или монолитная кольцевая балка, на которую опираются стенки силоса и стальная воронка. Сборные кольцевые балки собираются из четырех отдельных элементов.

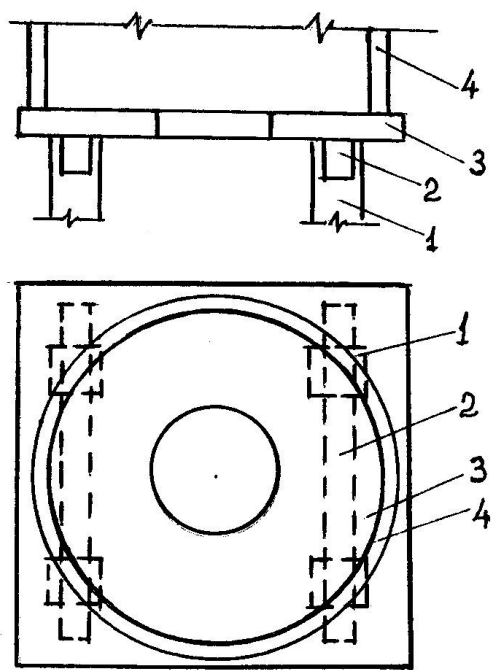


Рисунок 3.10 – Сборно-монокричное дно  
силосов диаметром 6 м:  
1 – колонны; 2 – сборные балки;  
3 – монокричная плита; 4 – стены силоса

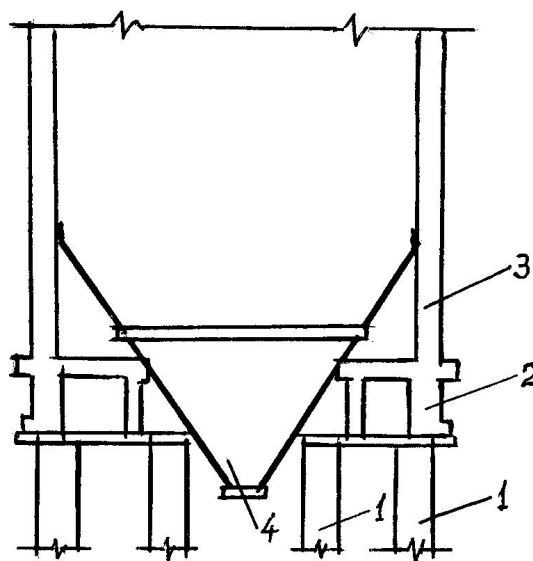


Рисунок 3.11 – Схема ребристого дна силосов  
диаметром 12 м:  
1 – колонны; 2 – монокричное ребристое дно;  
3 – стены силоса; 4 – воронка

Колонны подсилосных этажей в унифицированных силосных корпусах запроектированы в основном сборными, с прямоугольным сечением размером (мм) 500×600; 600×800; 600×1000 и другие.

Перекрытия (надсилосная плита) решены с применением плоских сборных железобетонных плит толщиной 100 мм, имеющих номинальные размеры в плане 3×3 м с угловыми доборными плитами 3×1,5 м. Плиты монтируются по сборным железобетонным или металлическим балкам, расположенным через 3 м в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Такая схема балок равномерно распределяет нагрузки на стены силосов, позволяет легко устраивать в необходимых случаях монокридные участки и крепить стойки рам надсилосных галерей. По сборным плитам укладывают армированный бетонный слой (толщиной 30 мм для силосов диаметром 3 м и 40 мм для 6 и 12 м силосов), который вместе со сборными плитами образует горизонтальную диафрагму, повышающую общую жесткость силосного корпуса [24, 38, 48].

В качестве фундаментов для силосных корпусов могут использоваться сплошные железобетонные плиты, плиты с выступающими перекрестными балками, на пересечении которых устанавливаются колонны, а также плиты с устройством стаканов повышенного или пониженного видов для установки в них сборных железобетонных колонн под стены силосных банок.

### 3.3 Основные расчетные положения

При проектировании силосов учитываются нагрузки от собственного веса конструкций, веса сыпучих материалов, горизонтального и вертикального давлений

сыпучего материала на стены силосов, давления сыпучих материалов на днище силосов, от веса технологического оборудования, от снега и ветра, от усадки, ползучести бетона, температурных воздействий и реактивного давления грунтового основания.

Нагрузки от собственного веса конструкций и веса сыпучих материалов принимаются в соответствии с указаниями ДБН и СН 302-65. Коэффициент надежности для сыпучих материалов принимается равным 1,3. При расчете на сжатие нижней зоны стен силосов, колонн подсилосного этажа и фундаментных плит расчетная нагрузка от веса сыпучих материалов умножается на коэффициент 0,9 [1, 2].

Снеговая нагрузка принимается в соответствии с районом строительства по ДБН В.1.2-2:2006, скоростной напор ветра должен быть не менее  $0,70 \text{ кН/м}^2$ . Коэффициент надежности для снеговой нагрузки равен 1,14, а для ветровой – 1,3; аэродинамический коэффициент для одиночных силосов – 1,0 а для сблокированных силосов – 1,4. Расчет на температурные воздействия, усадку и ползучесть бетона производится по специальной методике, их влияние в инженерных упрощенных расчетах учитывается коэффициентами условий работы [39, 40].

Особенности в расчете силосов является учет сил трения сыпучего о стенки силосов. Эти силы трения увеличивают вертикальную нагрузку на стенки силоса и в свою очередь изменяют величину горизонтального давления  $p$ .

Для того, чтобы определить величину горизонтального давления  $p$  в ее характеристическом значении, воспользуемся методикой определения горизонтального давления  $p$ , предложенной Янсенем и Кененом в конце XIX столетия, окончательная формула в честь авторов так и называется формула Янсена-Кенена.

Рассмотрим равновесие элементарного слоя сыпучего высотой  $dy$  на какой-то глубине  $y$  в круглом силосе (рис. 3.12, д). На этот слой действуют следующие нагрузки: равномерно распределенная нагрузка  $q$  от вертикального давления столба сыпучего материала высотой  $y$  на верхнюю поверхность элементарного слоя; собственный вес слоя  $\rho A dy$ , где  $\rho$  – средняя плотность материалов в  $\text{кН/м}^3$ ,  $A$  – площадь слоя в  $\text{м}^2$ ,  $dy$  – высота слоя; снизу на этот слой действует в противоположном направлении реактивный отпор  $q + dq$  нижнего столба сыпучего материала; по периметру слоя за счет сил трения возникает реактивное усилие  $R = p \cdot f U dy$ , где  $p$  – горизонтальное давление (которое является неизвестным),  $f$  – коэффициент трения сыпучего материала о железобетонную стенку,  $U$  – периметр кольца слоя сыпучего и  $dy$  его высота.

Составим условие равновесия рассматриваемого элементарного слоя  $dy$ , спроектировав все вертикальные силы на ось  $y$ :

$$qA - (q + dq)A + \rho A dy - pfUdy = 0. \quad (3.1)$$

Раскрыв скобки и сократив на  $A$ , получим:

$$-dq + \rho dy - pf \frac{U}{A} dy = 0. \quad (3.2)$$



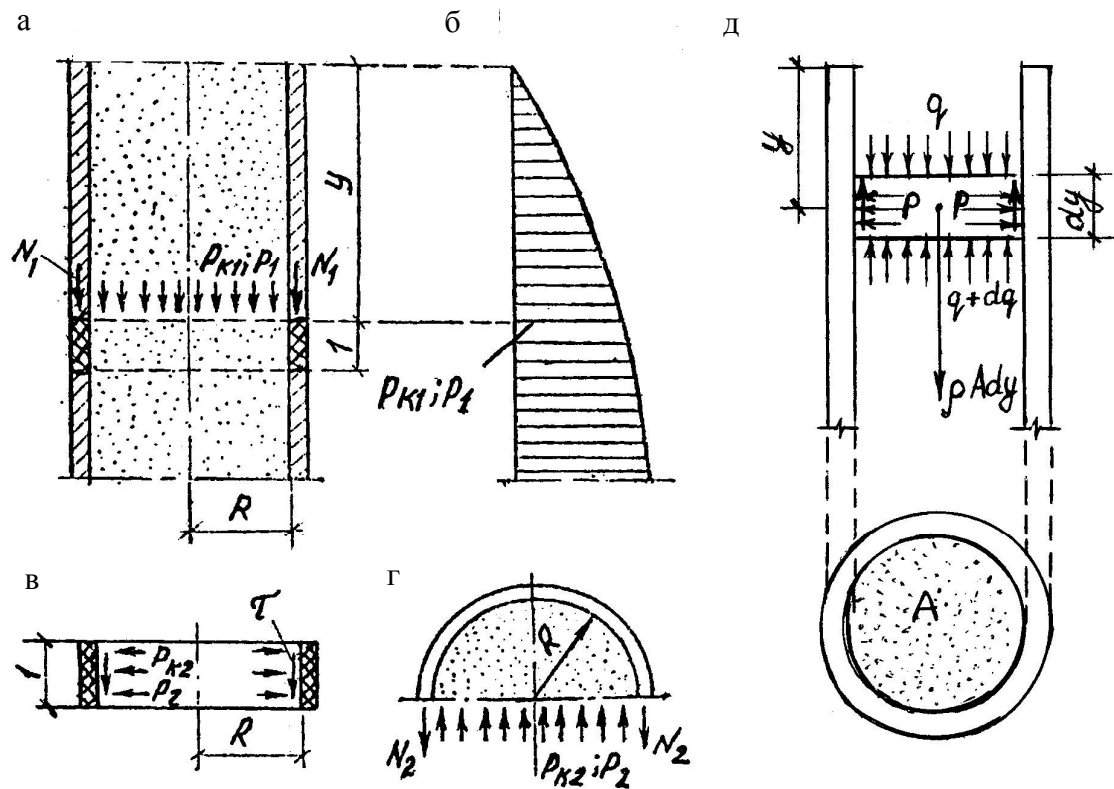


Рисунок 3.12 – К расчету стен цилиндрических силосов:  
а – вертикальный разрез по силосу; б – эпюра нормального давления в сыпучем материале силоса;  
в – к расчету кольцевого усилия; г – внутреннее давление от сыпучего материала на кольцевой элемент силоса; д – давление сыпучего материала на стенки силоса

Отношение  $\frac{A}{U} = r$  называется гидравлическим радиусом для круглого сечения.

Между вертикальным давлением  $q$  и горизонтальным давлением  $p$  в сыпучих материалах существует определенное соотношение, простейшим из которых является  $p = qtg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ , поэтому вместо  $p$  можно подставить значение  $p = k \cdot q$ , тогда уравнение (3.2) можно представить также в виде:

$$dq = \left(p - q \frac{kf}{r}\right) dy \quad (3.3)$$

или

$$dy = \frac{dq}{p - cq}, \quad (3.4)$$

где  $c = \frac{kf}{r}$  – сомножители постоянных величин.

Решая дифференциальное уравнение (3.4), получим:

$$\int dy = \int \frac{dq}{p - cq}; \quad y = -\frac{1}{c} \ln(p - c \cdot q) + C_1.$$

$C_1$  – произвольная постоянная, которая определяется из граничных условий: при  $y = 0$  величина  $q = 0$ ; тогда  $C_1 = \frac{1}{c} \ln p$  и величину  $y$  можно определить так:

$$y = \frac{1}{c} \ln \frac{p}{p - cq}. \quad (3.5)$$

Из определения понятия логарифма запишем:

$$e^{cy} = \frac{p}{p - cq} \quad \text{или} \quad e^{-cy} = \frac{p - cq}{p}.$$

Выполнив простейшие алгебраические преобразования, получим:

$$1 - e^{-cy} = \frac{c}{p} \cdot q$$

или

$$q = \frac{p}{c} (1 - e^{-cy}). \quad (3.6)$$

Подставив значение  $c$  в формулу (3.6), получим известную формулу Янсена-Кенена для величин вертикального и горизонтального давления:

$$q = \frac{pr}{kf} \left( 1 - e^{-\frac{kf}{r} y} \right); \quad (3.7)$$

$$p = \frac{pr}{f} \left( 1 - e^{-\frac{kf}{r} y} \right). \quad (3.8)$$

При выводе формул для  $q$  и  $p$  не учтен ряд факторов, имеющих существенное значение, а именно: податливость стенок банки, форма ее поперечного сечения, способ загрузки и выгрузки и другие. Поэтому в формулы (3.7) и (3.8) вводятся поправочные коэффициенты, которые частично учитывают эти факторы. В частности, к формулам для  $q$  и  $p$  вводится коэффициент  $a$ .

Значение коэффициента  $a$  в формулах (3.7) и (3.8) принимается для расчета днищ и нижней зоны стенок на протяжении  $2/3$  их высоты  $a = 2$ , верхней трети стенок –  $a = 1$ ; при расчете стен силосов на сжатие, а также колонн и фундаментов  $a = 1$ . В данный коэффициент вводятся коррективы в зависимости от вида сыпучего. Вертикальное характеристическое давление, передающееся через трения о стенки силосов, определяется по формуле:

$$q_{f,ser} = f \cdot p_{ser}. \quad (3.9)$$

Расчетные значения нагрузки от сыпучих материалов определяют по формулам (рис. 3.12, а, б):

$$q = p_1 = p_{k1} \frac{\gamma_f}{\gamma_k}; \quad p = p_2 = p_{k2} \frac{\gamma_f}{\gamma_k}, \quad (3.10)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_k$  – коэффициент условий работы конструкций.

Коэффициент  $\gamma_f$  для сыпучих материалов равен 1,3; при расчете на сжатие нижней зоны стен силосов, колонн подсилосного этажа и фундаментных плит значение расчетной нагрузки от массы сыпучих материалов умножают на коэффициент 0,9.

При расчете прочности стен круглых силосов кольцевое растягивающее усилие (рис. 3.12, в)  $N_2$  в кН на 1 м высоты определяют по формуле:

$$N_2 = \frac{a \cdot \gamma_f}{\gamma_k} \cdot \frac{p_{k2} D}{2}, \quad (3.11)$$

где  $\gamma_f$  и  $\gamma_k$  – те же коэффициенты, что и в формуле (3.10);

$p_{k2}$  – характеристическое значение горизонтального давления, определяемое по формуле Янсена-Кенена.

Площадь сечения горизонтальной арматуры цилиндрических силосов на единицу высоты стены определяют по формуле:

$$A_s = \frac{N_2}{\gamma_s f_{yd}}, \quad (3.12)$$

где  $\gamma_s$  – коэффициент условий работы арматуры;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры.

По высоте стенки рассматриваются 10–15 участков, для которых определяется своя площадь армирования.

Стена силоса любой формы в вертикальном направлении сжимается погонной нагрузкой:

$$N_1 = \frac{A(\rho y - p_{k1})}{U} \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma_k}, \quad (3.13)$$

где  $\rho$  – средняя плотность материала кН/м<sup>3</sup>;

$y$  – расстояние от верхнего обреза стены силоса до рассматриваемого сечения;

$p_{k1} = q$  – вертикальное характеристическое давление, определяемое по формуле (3.7);

$A$  и  $U$  – площадь и периметр сечения силоса.

Давление в сыпучем теле в пределах воронки силоса определяется по формулам (3.7) и (3.8) с учетом поправочного коэффициента  $a$ . Причем уменьшение поперечных размеров силоса в пределах воронки не учитывается.

Характеристическое нормальное давление сыпучего материала на наклонную поверхность днища воронки можно вычислить по формуле:

$$q_{n\alpha} = p \sin^2 \alpha + q \cos^2 \alpha, \quad (3.14)$$

где  $\alpha$  – угол наклона рассматриваемой поверхности к горизонту.

Ячейку квадратного в плане монолитного силоса рассчитывают на каждом ярусе высоты как замкнутую раму, на которую воздействует внутреннее давление  $p_2$  (рис. 3.13, а). Стена испытывает растяжение силами  $p_2 l / 2$  и изгиб моментами  $p_2 l^2 / 12$  в углах и  $p_2 l^2 / 24$  – в пролете (рис. 3.13, б, в, г).

В связи с этим стенки квадратных или прямоугольных силосов необходимо рассчитывать на внецентренное растяжение с величиной растягивающего усилия  $N$  и изгибающего момента  $M$ . Наибольшее влияние изгибающего момента  $M$  сказывается в жестких угловых соединениях. В средней части это влияние существенно меньше, однако в любом случае стенки армируются двойной сеткой, чтобы можно было воспринимать как растягивающее усилие, так и изгибающий момент.

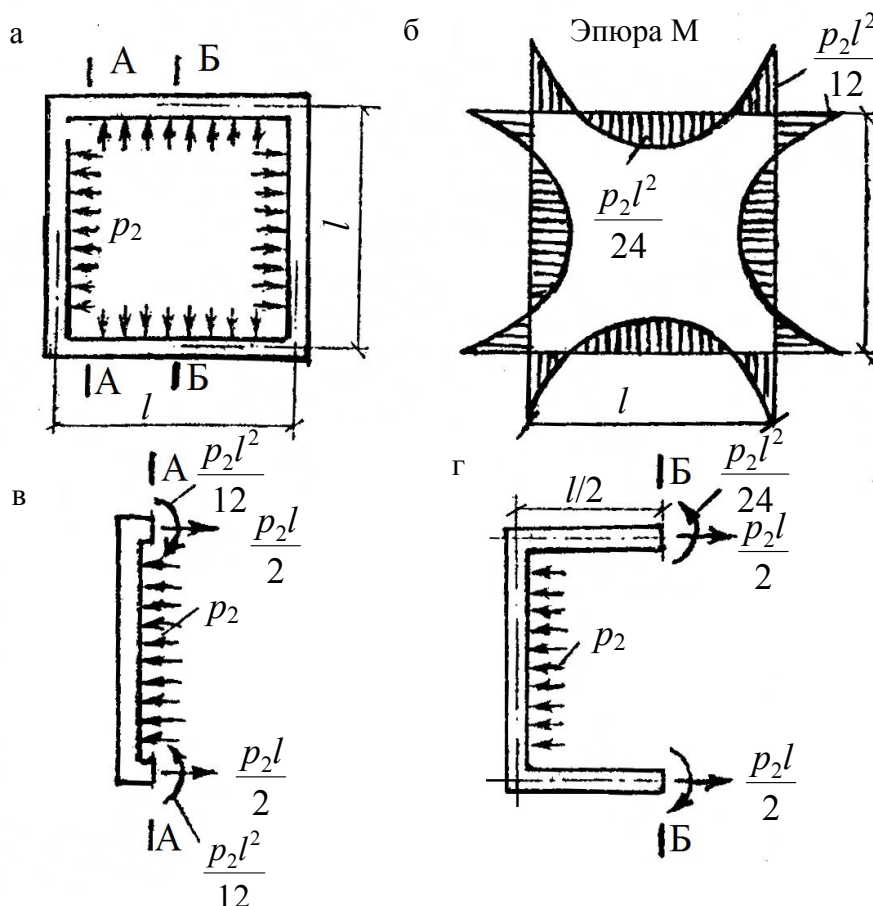


Рисунок 3.13 – К расчету стен силоса, квадратного в плане:  
а – расчетная схема; б – эпюра изгибающих моментов; в – моменты и силы в стенах силоса по сечению А-А;  
г – то же по сечению Б-Б

При подборе сечений стен типовых силосов расчетные сопротивления бетона принимаются с коэффициентом условий работы бетона  $\gamma_b$ , который равен 0,75 для стен силосов, возводимых в скользящей опалубке, и 0,85 – для сборных элементов, бетонируемых в вертикальном положении.

Расчет монолитных или сборных колонн подсилосного этажа производится на максимальные усилия, передающиеся от фундаментной плиты с учетом изгибающего момента, возникающего вследствие ветровой нагрузки, крена сооружения от неравномерной осадки и возможного смещения конструкций при монтаже. Величину неравномерной осадки принимают при крене корпуса, равной 0,004. Момент в кН·м от возможного отклонения верха колонн или смещения элементов воронок при монтаже определяется по формуле:  $M = 0,025N$ , где  $N$  – нагрузка на колонну в кН [39, 40, 48].

В этом случае дополнительные усилия от крена корпуса не учитываются. В качестве расчетной схемы колонны принимается стойка с заделкой внизу в уровне верха башмака и шарнирным соединением у низа подсилосной балки или плиты днища силоса.

Толщину сплошной фундаментной плиты  $d$  в см определяют из условия обеспечения полного восприятия бетоном всей поперечной силы по формуле:

$$d = \frac{V}{0,75f_{ctd}} + c, \quad (3.15)$$

где  $V$  – расчетная поперечная сила в кН на 1 пог. метр плиты;

$f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, кН/см<sup>2</sup>;

$c$  – расстояние от нижней плоскости плиты до центра тяжести растянутой арматуры, см.

Кроме расчетов по первой группе предельных состояний силосы в обязательном порядке рассчитываются по второй группе предельных состояний, т. е. по пригодности к нормальной и безопасной эксплуатации. К числу этих расчетов относится в первую очередь, расчет на трещиностойкость стенок силоса. Согласно ДБН В.2.6-98:2009, эксплуатация силосов допускается с образованием трещин, но ширина их раскрытия строго ограничена и не должна превышать 0,1–0,2 мм [3, 12].

При расчете по раскрытию трещин характеристическое растягивающее кольцевое усилие  $N_2$  от горизонтального давления  $p$  определяется без учета коэффициента 1,3. При этом длительная составляющая усилия принимается равной  $N_2$ , а кратковременная составляющая, равной величине  $N_{кр} = N_2 \left( \frac{a}{\gamma_k} - 1 \right)$ ;  $\frac{a}{\gamma_k} \leq 1,25$ .

Стены круглых или прямоугольных силосов рассчитывают по образованию и ширине раскрытия трещин в соответствии с указаниями, относящимися к растянутым элементам. Опыт проектирования и эксплуатации показал, что для стен монолитных силосов из бетона класса С16/20 и арматурой (без предварительного напряжения) класса А400С с процентом армирования  $0,75 \leq \mu \leq 1$  раскрытие трещин не превышает допустимого размера 0,2 мм при характеристических значениях нагрузки.

По существующей в настоящее время классификации сложности сооружений и степени последствий при их эксплуатации силосы относятся к классу последствий СС2 в соответствии с ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013.

Особое внимание уделяется проектированию и строительству силосных корпусов, расположенных в сейсмических районах. Для этих вариантов выполняются специальные расчеты, учитывающие как общую массу силоса, так и возможное ускорение колебания в зависимости от района сейсмичности и высоты сооружения.

### 3.4 Способы армирования элементов силосов

Наиболее распространенной арматурой при армировании стен, колонн, плит перекрытий, фундаментной плиты и других элементов силосов является ненапрягаемая арматура классов А400С, А500С и А240.

Стены круглых силосов диаметром 3–6 м достаточно армировать в верхней зоне одиночной горизонтальной арматурой диаметром 8–12 мм с шагом, полученным в результате расчета; в обычной практике данный шаг в нижней зоне составляет 100–150 мм, в верхней трети высоты силоса он равен 200–250 мм. Одиночная горизонтальная кольцевая арматура применяется только на 1/3 высоты от верха силоса; в наружных и внутренних стенах на 2/3 от днища силоса необходимо двойное кольцевое армирование (рис. 3.14, а, б), что обусловлено восприятием изгибающих моментов, образующихся при шахматном заполнении сыпучим банок силосного корпуса.

Вертикальные стержни принимают диаметром 10–12 мм с шагом 200–300 мм для наружных стен силосов и 300–340 мм – для внутренних. Общее сечение вертикальных стержней назначают не менее 0,4 % сечения бетона на 1 пог. м дуги стенки силоса. Так, для толщины стенки силоса в 180 мм требуется  $7,2 \text{ см}^2$  вертикальной арматуры, что соответствует 10 стержням диаметром 10 мм, установленным с шагом 200 мм с каждой стороны двойной кольцевой арматуры.

Часть вертикальных стержней устанавливают в виде вязанных каркасов (рис. 3.14, в), расположенных через 1–1,5 м по длине кольца, что обеспечивает проектное положение горизонтальной кольцевой арматуры при бетонировании. Стыки вертикальных стержней делают в разбежку с перепуском концов на  $35d$ .

Вертикальные и горизонтальные стержни во всех местах пересечений связывают вязальной проволокой; при двойном армировании (см. рис. 3.14, в) обе сетки соединяют поперечными хомутами диаметром 4–5 мм.

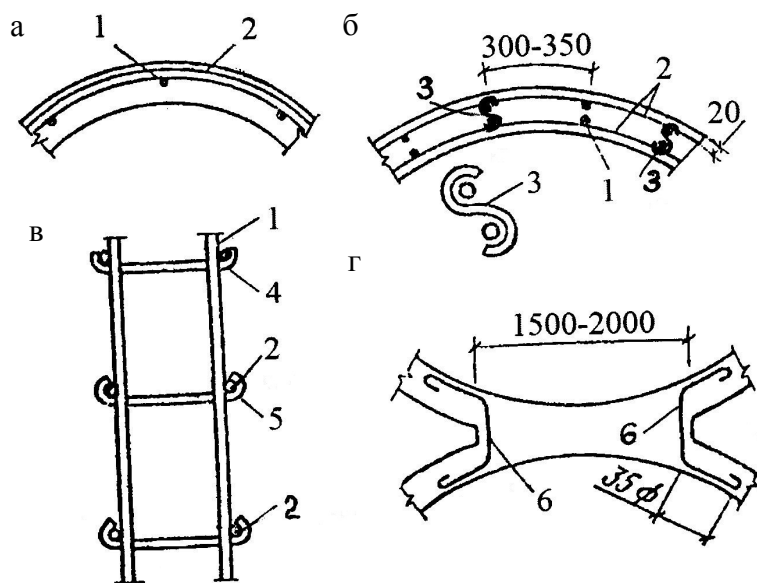


Рисунок 3.14 – Детали армирования стен цилиндрических монолитных силосов: а – одиночное; б – двойное; в – вертикальный вязанный каркас; г – дополнительное армирование в местах сопряжения соседних силосов; 1 – вертикальные стержни; 2 – стержни кольцевой рабочей арматуры; 3 – соединительные шпильки; 4, 5 – хомуты до и после укладки горизонтальных стержней; 6 – дополнительные стержни

В местах сопряжения соседних силосов входящие углы армируют дополнительными стержнями (рис. 3.14, г), их диаметр и шаг принимают такими же, как и

основной кольцевой арматуры. Кольцевая рабочая арматура в этих местах должна перехлестываться от двух соприкасающихся силосных банок.

Для обеспечения повышенной прочности силосов в отдельных случаях используют наружную предварительно напряженную арматуру, накатываемую на железобетонную банку, получившую достаточную прочность бетона. Класс бетона в этом случае должен быть не ниже C25/30. Арматура используется проволочная классов В1300-В1400 диаметром 4–5 мм, накатываемая на цилиндрическую поверхность при помощи навивочных машин. При этом внизу устраивается специальный анкерный узел, к которому закрепляется стартовый конец проволоки. После завершения накатки арматуры вся поверхность силосной банки покрывается торкретбетоном с толщиной слоя 30–40 мм. Навивку арматуры осуществляют, как правило, на высоту, равную  $\frac{2}{3}$  от низа силосной банки. Использование такого способа усиления силосов особенно эффективно при интенсивной выгрузке сыпучих материалов, когда возникает дополнительная динамическая нагрузка.

В стенах квадратных монолитных силосов устанавливают всегда двойную арматуру (рис. 3.15), учитывая, что давление на промежуточные стены возможно с одной и с другой стороны и что горизонтальная арматура должна воспринимать моменты в углах вдвое больше, чем в пролете (см. рис. 3.13). Диаметр горизонтальной арматуры составляет 8–10 мм класса А400С (А500С), шаг определяется расчетом и в первую очередь зависит от высоты силосного корпуса и материала заполнения, обычно он принимается равным 100–200 мм. Вертикальная арматура принимается не менее 10 мм, а ее шаг 200–300 мм, учитывая, что размеры в плане квадратных или прямоугольных банок небольшие (3–4 м). Для сохранения проектного положения горизонтальных стержней между вертикальными стержнями устанавливают соединительные шпильки из мягкой проволоки диаметром 5–6 мм. Для этих целей может использоваться проволока классов В500 или А240.

В зарубежной практике строительства прямоугольных силосных корпусов используется предварительно напряженная проволочная арматура диаметром 5 мм, натягиваемая в двух взаимно перпендикулярных направлениях, для чего в сборных секциях предусматривается устройство горизонтальных каналов с шагом 200 мм по высоте секций.

В сборных силосах круглого или квадратного сечения принципы армирования, изложенные для монолитных силосов, сохраняются, дополнительно только решаются вопросы стыковки сборных элементов по высоте. В качестве стыковочных узлов могут использоваться закладные детали, соединяемые между собой оцинкованными болтами. Изготовление сборных железобетонных элементов стен на заводах позволяет армировать их высокопрочной проволочной арматурой и тем самым снижать общий расход стали на один сборочный элемент.

Особого внимания заслуживает конструктивное решение фундамента силосного корпуса. Из всех железобетонных элементов силосов наиболее сложным и трудоемким является фундамент. Насколько рационально, технически грамотно и обоснованно запроектирован фундамент, настолько надежно и долговечно будет эксплуатироваться весь силосный корпус.

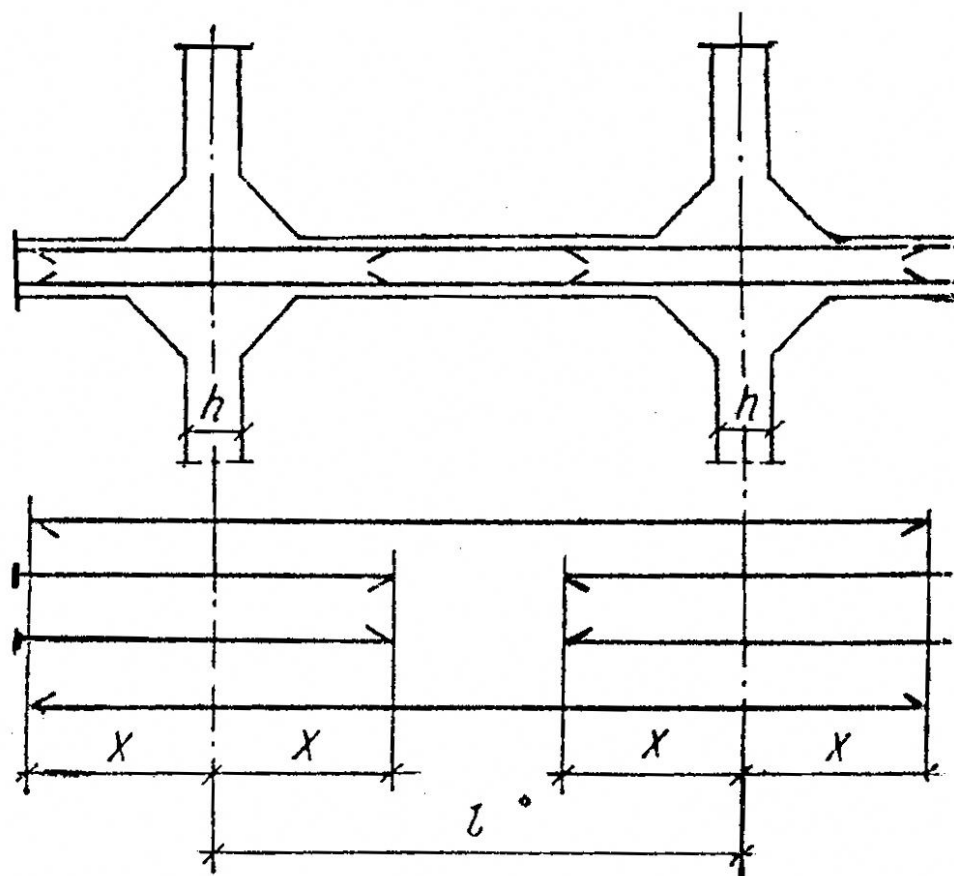


Рисунок 3.15 – Схема армирования стен квадратных монолитных силосов

Глубину заложения подошвы фундамента определяют в зависимости от технологических требований и данных инженерно-геологических изысканий. В свою очередь, инженерно-геологические изыскания должны учитывать требования, необходимые для проектирования оснований под силосные корпуса: геолого-литологический разрез в месте возведения сооружения должен быть исследован на глубину до 25 м от подошвы фундамента или до практически несжимаемых грунтов (если на всю глубину залегают сильно сжимаемые грунты, следует установить вид ближайшего несжимаемого грунта и положение его кровли). Необходимо также определить несущую способность основания по устойчивости грунта с учетом наклона напластований, горных выработок, откосов и других факторов, которые могут вызвать нарушение устойчивости основания под силосным корпусом. Наиболее надежным основанием под силосы следует считать свайное основание [2].

Фундаменты силосов проектируются, как правило, в виде сплошной монолитной плиты с подколонниками стаканного типа. Фундаменты также могут быть приняты в виде плит и балок для каждого силоса или в виде отдельных башмаков под каждую колонну, если основанием служат особо прочные, практически несжимаемые, грунты. Толщину плиты рекомендуется назначать такой, чтобы исключить поперечное армирование отогнутыми стержнями и хомутами. Толщина плиты находится в пределах 0,8–1,5 м и более. Усредненные физико-механические характеристики грунтов принимаются следующие:



- для песчаных грунтов:  $\varphi = 32^0$ ;  $E = 24$  МПа;  $C = 0,00$ ;
- для глинистых грунтов:  $\varphi = 21^0$ ;  $E = 20$  МПа;  $C = 0,03$  МПа (30 кН/м<sup>2</sup>).

Армирование плитных фундаментов под силосные корпуса производится после соответствующего статического и динамического расчета с обязательным учетом совместной работы всего силосного корпуса и плиты. Конструктивные требования к арматуре предъявляются такие же, как и к обычным железобетонным массивным плитам и балочным элементам.

На рисунке 3.16 приведен вариант армирования монолитного плитно-балочного фундамента под силосный корпус для хранения цемента с шестью силосными банками диаметром 6 м. Высота плиты 900 мм, высота перекрестных балок – 1,2 м. Особенностью армирования плитной части является интенсивное армирование нижней зоны, обусловленное значительными изгибающими моментами в местах расположения колонн. Диаметр рабочей арматуры в двух взаимно перпендикулярных направлениях составляет 28 мм, класс арматуры – А400С, шаг стержней – 200 мм. Всего в нижней зоне плиты укладывается три сетки. В верхней зоне плиты, то есть между балками-ребрами, укладывается две сетки из арматуры диаметром 25 мм, шагом 200 мм, класс А400С. Следует отметить, что шаг арматуры в 200 мм является наиболее распространенным в связи с обеспечением надежного бетонирования всего объема плиты, упрощенной схемой изготовления сеток и возможностью перемещения рабочего персонала по поверхности сеток. В отдельных случаях прибегают к сгущению шага арматуры до 100–150 мм, однако в конечном итоге это может привести к перерасходу арматуры. Соединять стержни наиболее целесообразно вязальной проволокой с крестообразной формой вязки, диагональная вязка ненадежна и не обеспечивает достаточную прочность узлового соединения. Можно использовать также сварочное соединение, однако оно энергоемко и значительно дороже по сравнению с использованием вязальной проволоки. Для обеспечения проектного положения верхних сеток используются поддерживающие каркасы или опорные скобы. Шаг поддерживающих каркасов – 400–600 мм. Опорные скобы устанавливаются в шахматном порядке с ячейкой 600×600 мм.

Продольные и поперечные балки армируются сварными каркасами, расположенными над уровнем сеток нижней зоны плиты. Рабочие стержни каркасов балок принимаются в пределах 20–28 мм, их расположение по высоте выполняется таким образом, чтобы можно было пропустить стержни балок, перпендикулярно направленным друг к другу. На рисунке 3.16 показан вариант каркас КР-1, у которого два нижних рабочих стержня диаметром 28 мм расположены на расстоянии 150 мм друг от друга, два верхних – на расстоянии 100 мм. Средние стержни диаметром 20 мм имеют конструктивное назначение.

В местах пересечения балок устраиваются площадки для монолитных железобетонных колонн, так называемые пьедесталы. В этих местах устраиваются арматурные выпуски диаметром 22–32 мм для будущих колонн.

При всех преимуществах железобетонных силосов (долговечность, надежность, огнестойкость и сейсмостойкость) у них есть и ряд существенных недостатков, а именно: значительные сроки строительства, повышенная трудоемкость и высокая стоимость. В

связи с этим в современной практике сооружения силосных корпусов используются металлические конструкции, пластмассовые и даже деревянные.

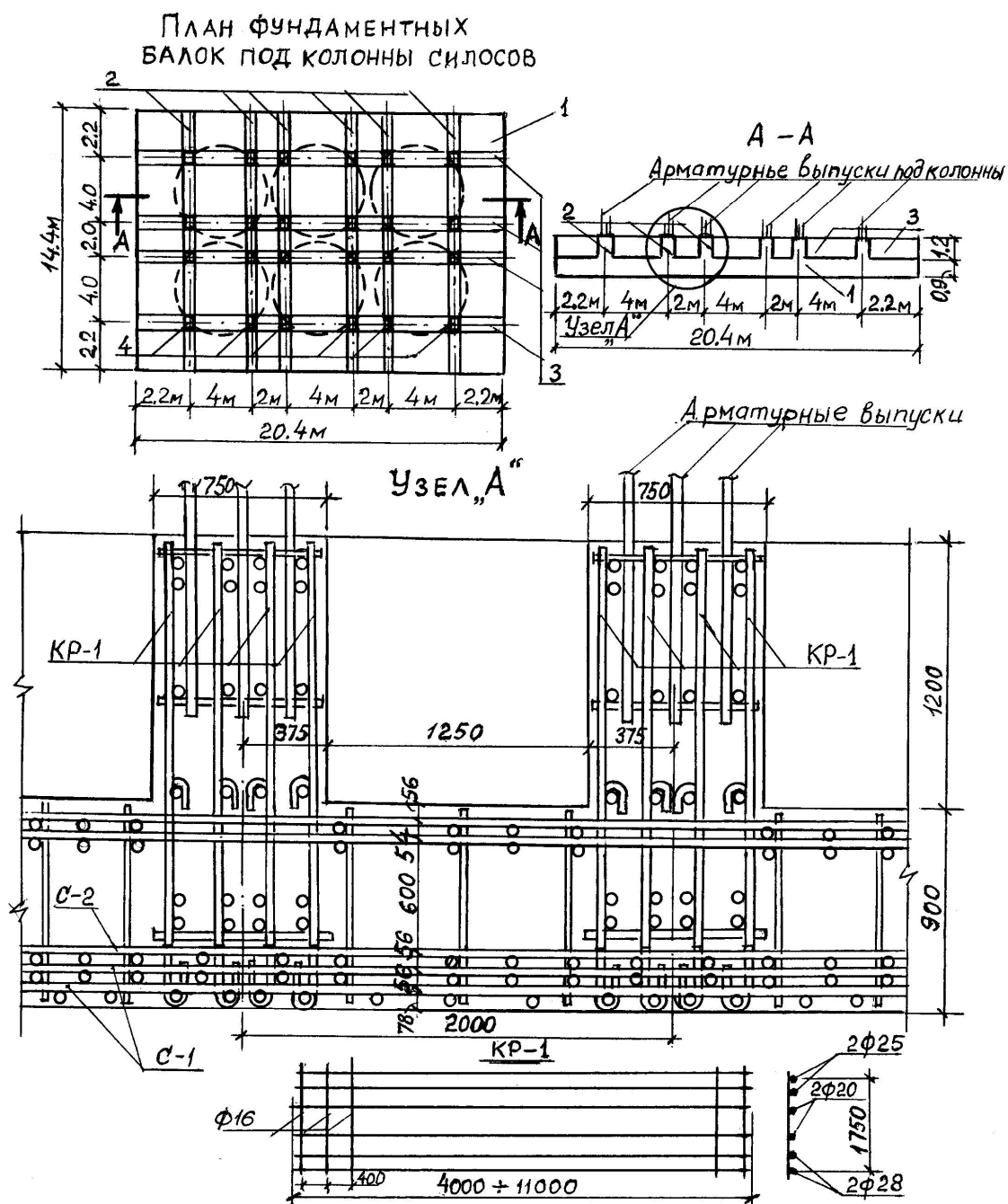


Рисунок 3.16 – Вариант армирования фундамента под силосный корпус из 6 банок диаметром 6 м для хранения цемента: 1 – фундаментная плита; 2 – поперечные фундаментные балки; 3 – продольные фундаментные балки; 4 – pedestals колонн

Металлические силосы изготавливают из алюминия, а также различных сталей (оцинкованная, гальванизированная, защищенная красками или эмалями). Металлические силосы мембранно-каркасного типа конструкции ЦНИИСК имеют прямоугольную или многоугольную формы в плане. Возводят их отдельно стоящими или сблокированными. Стены силосов выполняют из унифицированных панелей размером 3,6×7,2 м, состоящих из каркаса и комбинированной обшивки листом толщиной 1 мм. Уголки устанавливают по вертикали – по краям и два по середине, швеллера – по горизонтали с постоянным

шагом по высоте и по концам панелей. Обшивку выполняют из трех рулонных листов, длина которых равна высоте панели. Их укладывают внахлестку, равную 75 мм, в местах примыкания к промежуточным стойкам. По концам листы зажимают в составные балки и прижимают к каркасу планками с болтами.

Сборно-разборный силос К-150 такой конструкции вместимостью 1000 м<sup>3</sup> состоит из десяти ячеек, объем каждой – 100 м<sup>3</sup>. Разработаны также хранилища без подсилосного этажа с различной формой поперечного сечения в плане. Наиболее распространенные прямоугольные, шести- и двенадцатиугольные ячейки. Блокировки силосов и количество рядов в зернохранилище могут быть также различными. В сблокированных емкостях расход металла на 25–30 % меньше, чем в одиночных. Оптимальным с технологической точки зрения является двухрядное расположение ячеек.

Стены металлических силосов цилиндрического или конического типов устраивают гладкими, прямоугольных или многоугольных – из гофрированного листа. Для повышения жесткости в углах прямоугольных силосов устанавливают вертикальные стойки и соединяют их горизонтальными связями. Для повышения жесткости гладких листов силосов выполняют выштамповку в виде цилиндрических вмятин, расположенных вертикально на некотором расстоянии друг от друга.

В практике зарубежного строительства предпочтение отдается металлическим силосам различной конструкции. Широко распространены силосы из рулонного стального листа. Фирма «Butler» (США) выпускает и строит металлические цилиндрические (диаметром 36,6 м;  $H = 13,7$  м) и квадратные силосы (4,25×4,25 м) вместимостью 6,6–56 м<sup>3</sup>. Их выполняют из оцинкованной стали или алюминия с соединениями на болтах. В Англии изготавливают цилиндрические силосы из штампованных волнистых стальных панелей с гальванизированным покрытием, которые соединяют на болтах по вертикальным стыкам, устанавливая в них резиновые прокладки, а также квадратные силосы из готовых гофрированных стальных панелей, собираемые на болтах. Вместимость таких силосов – 100–500 т.

В последние годы в Германии, Японии, Великобритании применяют комбинированные гибкие зернохранилища с металлическим каркасом и стенкой из синтетического материала (пластмассовая пленка, бутилкаучук и др.), а также хранилища из стеклопластика с элементами жесткости из полых стоек.

В Венгрии возводят пластмассовые силосы большой вместимости, которые изготавливают из отдельных элементов на основе полиэфирных смол шириной 2 и высотой 14 м. Элемент по ширине изогнут, имеет два слоя, армирован стальной проволокой. Для герметичности вертикальных стыков наклеивают полосы из стеклоткани, пропитанной связующим.

Несмотря на все преимущества легковозводимых металлических и пластмассовых силосов, срок их использования ограничен в пределах 20–25 лет, а следовательно, потребуется повторное строительство таких видов хранилищ. Поэтому железобетонные силосы с прогнозируемым сроком службы в 100–120 лет не утратят своей актуальности и востребованности в настоящий период и в обозримом будущем.

### 3.5 Вопросы к разделу 3

1. Назначение и разновидности силосных корпусов.
2. В чём состоит принципиальное отличие силоса от бункера?
3. Как влияет содержимое силоса на величину вертикального и горизонтального давления на стенки силоса?
4. Определить расчетную схему сыпучего для вывода формулы Янсена-Кенена.
5. Охарактеризовать методику расчета площади арматуры стенок для круглых и прямоугольных силосов.
6. Привести примеры армирования стен круглых и прямоугольных силосов.
7. Дать конструктивную характеристику фундаментных плит под силосные банки.
8. Охарактеризовать методику выполнения предварительно напряженных силосных банок. Какие в этом случае применяются классы бетона и классы арматуры?
9. В чем преимущества металлических силосов для цемента по сравнению с железобетонными?
10. Какие внешние нагрузки на колонны рассматриваются при расчете колонн силосов?
11. Способы армирования фундаментных плит под силосы.

## 4 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ТРУБЫ

### 4.1 Разновидности труб

Для функциональных и технологических нужд в промышленности, гражданских, общественных зданиях и сельском хозяйстве используются разновидности бетонных и железобетонных труб. Все трубы можно условно разделить на две самостоятельные группы – вертикальные и горизонтальные. Вертикальные трубы в большинстве случаев предназначены для вентиляционно-вытяжных функций и обеспечения технологических процессов удаления газов, дыма и иных вредных газообразных веществ. Эти трубы имеют значительную высоту (40, 60, 120, 240 и 320 м) и в большинстве случаев железобетонные. В зависимости от технологического назначения вертикальные трубы имеют разные параметры сечения и внутреннего наполнения. Существенных отличий в конструкциях вертикальных труб немного, да и места их применения ограничены. В основном эти трубы применяются на тепловых электростанциях, металлургическом производстве и на химических комбинатах.

В отличие от вертикальных труб область применения горизонтальных очень широкая, используются различные конструктивные решения.

По назначению такие трубы могут быть ливневыми, водопроводными, канализационными, дренажными, ирригационными (мелиорационными), иметь технологические подводки, а также для транспортирования нефтепродуктов, газопродуктов, химических веществ и других материалов.

В зависимости от целевого назначения и условий эксплуатации бетонные и железобетонные трубы делятся на две основные группы – безнапорные и напорные, последние, в свою очередь, могут быть низконапорными (до 0,5 МПа) и высоконапорными (больше 0,5 МПа).

Железобетонные трубы и трубопроводы в зависимости от конструктивных особенностей и способа изготовления подразделяются по таким признакам:

1. *Способы изготовления трубопроводов:* монолитные и сборные. Монолитные трубопроводы применяются очень редко: при строительстве деривационных водогонов, трубопроводов насосных станций, дюкеров и других сооружений диаметром больше 1500 мм, рассчитанных на внутреннее давление до 0,5 МПа и небольшую длину (200–300 м). В остальных случаях все трубопроводы строят из сборных элементов, которые складываются из отдельных отрезков длиной от 1,5 м до 7 м с разными диаметрами и формами сечения.

2. *По величине диаметров:* малых диаметров (500 мм и меньше), средних диаметров (600–1200 мм), больших диаметров (1400, 1500, 2000, 3000 мм и больше). Типовые железобетонные трубы выпускают диаметрами 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1600, 2000 и 2400 мм. Трубы с диаметром больше 2400 мм разрабатываются по отдельным проектам и для конкретных условий строительства.

3. *По величине внутреннего давления:* безнапорные (бетонные и железобетонные), низконапорные (давление до 0,5 МПа), напорные (давление 0,5–1,5 МПа) и высоконапорные (при давлении больше 1,5 МПа).

4. По схеме армирования: с ненапряженной и предварительно напряженной арматурой. Безнапорные и низконапорные трубы армируют в основном ненапряженной арматурой, а в ряде случаев – напрягаемой арматурой, а напорные – только предварительно напряженной арматурой.

5. По форме поперечного сечения: круглые и сложные поперечные сечения (овальные, арочные, круглые с плоской подошвой, круглые с желобом на днище, круглые с платформой снизу и заостренным верхом, овоидальные сложной формы, полукруглые и другие). Основные сечения труб приведены на рисунке 4.1.

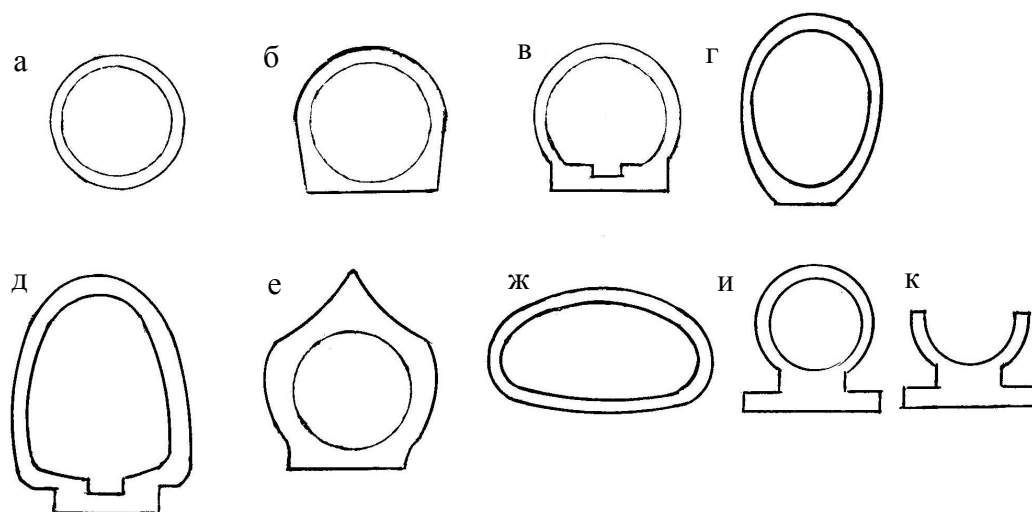


Рисунок 4.1 – Основные формы поперечного сечения бетонных и железобетонных труб:  
а – круглые; б – круглые с расширенной опорой; в – круглые с внутренним желобом; г – овальные;  
д – овальные с расширенным низом и желобом; е – круглые с заостренным верхом;  
ж – овоидальные; и – круглые с платформой; к – полукруглые с платформой

6. По конструкциям концов труб: гладкоцилиндрические; раструбные с одного конца и гладкие с другого; фальцевые с обоих концов [5, 6].

## 4.2 Укладка трубопроводов и условия их работы

По способам укладки на местности трубопроводы могут быть открытыми, засыпными, подземными и размещенными в теле бетонных или железобетонных массивов. Трубопроводы, работающие круглый год, необходимо укладывать ниже глубины сезонного промерзания грунтов. Минимальную глубину заложения трубчатой сети обычно принимают равной 0,7–0,8 м от поверхности земли к верхнему обрезу трубы. Высота засыпки грунтом над железобетонными трубами в местах переездов должна составлять не менее 0,8 м.

Способ опирания труб на грунт оказывает значительное влияние на величину внутренних усилий в трубе от внешнего давления грунта. Усилия в стенках труб достигает наибольших значений при опирании трубы на плоское горизонтальное дно траншеи. Если опорная реакция прикладывается к трубе по спрофилированной дуговой поверхности, то внутренние усилия уменьшаются в 1,5–2,5 раза.

В зависимости от грунтовых условий и диаметра труб применяются следующие способы опирания на грунт или иное основание (см. рис. 4.2):

1. На плоское грунтовое основание, если диаметр труб не превышает 500 мм, а расчетное сопротивление грунта составляет больше 0,15 МПа (1,5 кг/см<sup>2</sup>).

2. На спрофилированное грунтовое основание с углом обхвата  $\alpha = 60 - 90^\circ$  при диаметре трубы 600-1500 мм и  $R_{\text{грунта}} \geq 0,15$  МПа. Чем больше угол обхвата, тем более равномерным будет распределение реакции сопротивления, которая уменьшает усилие в стене трубы.

3. На бетонный или железобетонный сплошной фундамент при снижении сопротивления грунта ( $R = 0,1 - 0,15$  МПа). Фундамент имеет лоток (ложемент) с углом обхвата  $\alpha = 90 - 120^\circ$ . Толщина бетонного основания под трубой должна быть не менее  $0,25 D_H$  и 150 мм.

4. На свайное основание опираются трубопроводы в слабых грунтах (торфе, плавучих или заболоченной местности, то есть  $R < 0,1$  МПа). Для труб с диаметром до 1200 мм используют сваи сечением 300×300 мм и забивают их в один ряд, а для диаметра больше 1200 мм – в два ряда. Сваи объединяются монолитным ростверком толщиной  $\delta = 300$  мм и бетонным основанием с углом обхвата  $120^\circ$ .

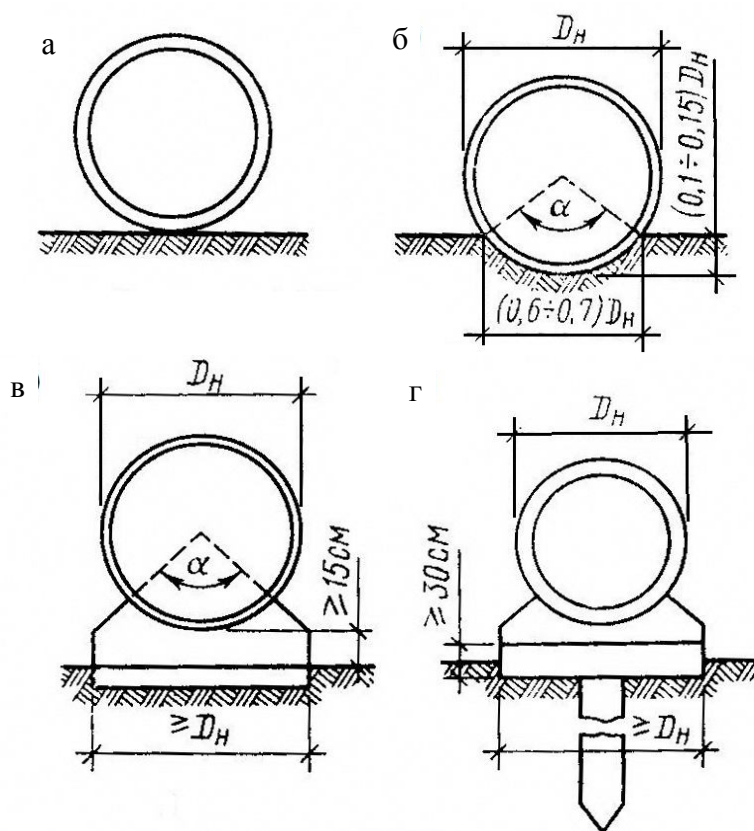


Рисунок 4.2 – Способы опирания труб:

а – на плоское основание; б – на спрофилированное основание; в – на фундамент;  
г – на свайное основание

### 4.3 Безнапорные трубы

В состав безнапорных труб могут входить как бетонные трубы, так и железобетонные. Бетонные трубы изготавливаются диаметром от 150 до 600 мм, длина

таких труб составляет 1000–1500 мм; толщина стенок определяется с помощью расчета в зависимости от нагрузок, разновидностей основания, материалов и способа изготовления. Для бетонных труб она колеблется от 60 до 100 мм.

Железобетонные трубы изготавливаются диаметром 300–2000 мм и более с градацией 100 мм, их длина – 2000–2500 (3000) мм. Толщина стенок для железобетонных труб составляет от 80 до 160 мм (в среднем  $\delta = 0,1D_a$ , где  $D_a$  – внутренний диаметр трубы).

Для изготовления безнапорных труб используют бетоны классов В25–В30 (С20/25; С25/30) на мелком гранитном щебне. Стенки труб армируют в соответствии с особенностями и распределением усилий двумя видами арматуры: кольцевой (спиральной) для восприятия окружных усилий и продольной.

Для кольцевой арматуры принимают арматуру классов А240, В500, А400С диаметром 3–10 мм, для продольной – А240, А400С диаметром 6–10 мм.

Круглые трубы армируют тремя способами: одиночным круговым каркасом, двойными круговыми каркасами, одиночным эллиптическим каркасом.

Одиночным круговым каркасом армируют трубы толщиной стенки до 100 мм и диаметром не более 1000 мм. Каркас размещается таким образом, чтобы спиральная арматура находилась от внутренней поверхности трубы на расстоянии  $(0,4–0,5)\delta$ , где  $\delta$  – толщина стенки. В этом случае полностью используются прочностные свойства арматуры в вертикальных и боковых сечения трубы.

Двойное армирование применяют при большой толщине стенки ( $\delta > 100$  мм) и диаметрах труб более 1000 мм. Каркасы размещают в стенке как можно ближе к внешней поверхности трубы с соблюдением минимальных размеров защитного слоя бетона.

Армирование труб одиночным эллиптическим каркасом можно использовать для разных диаметров труб и разной толщины стенок. Этот способ армирования является наиболее рациональным и экономичным, потому что рабочая арматура располагается в соответствии с эпюрой изгибающих моментов и одним каркасом достигается эффект двойного армирования. Но применение таких труб связано с технологическими трудностями по изготовлению этих каркасов, установки их в опалубочную форму, а также жесткой фиксацией положения труб при монтаже общей линии трубопровода и т. д.

Расстояние между витками спиральной арматуры определяется расчетом и принимается не менее 25–30 мм. Максимальный шаг витка составляет 100 мм при диаметре труб меньше (равно) 1000 мм и 150 мм при диаметре больше 1000 мм. Поперечную арматуру устанавливают по кругу трубы с шагом около 200 мм. Толщину защитного слоя бетона принимают 15–30 мм в зависимости от диаметра труб. Армирование труб приведено на рисунке 4.3.

Круглые трубы диаметром 200–2400 мм изготавливают в соответствии с ГОСТ 6482-71. Стандартные трубы по несущей способности разделяются на два класса: нормальной прочности (глубина засыпки до 3–4 м) и повышенной прочности (глубина засыпки 5–6 м). Формы концов этих труб изготавливают раструбными или фальцевыми [53].



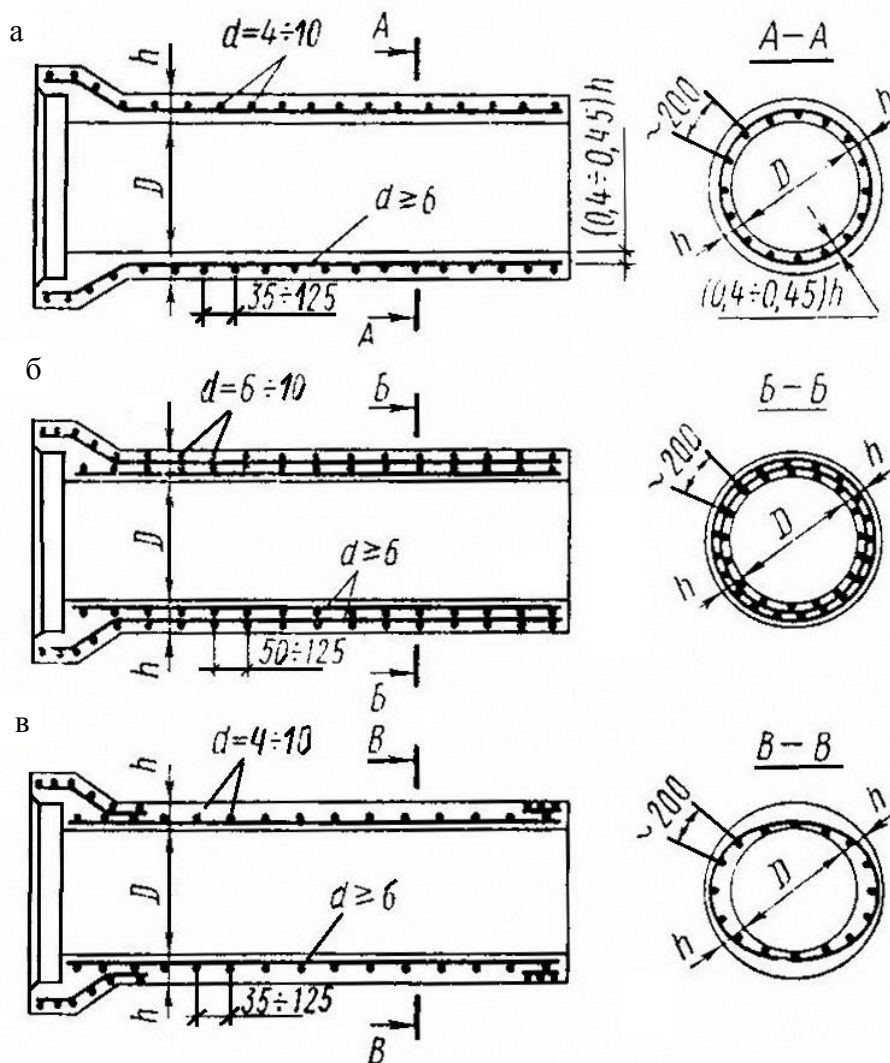


Рисунок 4.3 – Армирование круглых труб:

а – одиночным круговым каркасом; б – двумя круговыми каркасами; в – эллиптическим каркасом

Сложные формы поперечных сечений придают трубам с целью снижения изгибающих моментов и экономии материалов. Такие трубы могут быть со стенкой сменной толщины (эллиптические, арочные) и со стенками местного увеличения толщины (трубы с плоской подошвой).

При неглубоком заложении трубопроводов, когда вертикальное давление небольшое, а также в сложных гидрогеологических условиях применяют арочные трубы (рис. 4.4, а). Их высота составляет 350–2200 мм, а ширина 550–3500 мм. Пропускная способность арочных труб эквивалентна круглым с внутренним диаметром  $1,6R$ .

Наличие в трубах плоской подошвы уменьшает и выравнивает моменты в сечениях, упрощает строительные-монтажные работы и позволяет использовать рациональное армирование в виде одиночного эллиптического каркаса (рис. 4.4, б, в, г). Диаметр труб с постельной подошвой кругового очертания может составлять 600–4000 мм, а толщина стенки ( $\delta$ ) –  $0,03D + 70$  мм. Эти трубы овального (рис. 4.4, в) и овоидального (рис. 4.4, г) очертания характеризуются повышенной жесткостью в поперечном направлении, вследствие чего их можно применять в пластичных и

просадочных грунтах, а также при опирании труб на кусты свай. Особенно ощутимый экономический эффект достигается в трубах диаметром 1000 мм и больше. Соотношение сторон в поперечном сечении труб обычно составляет 1,25–1,75.

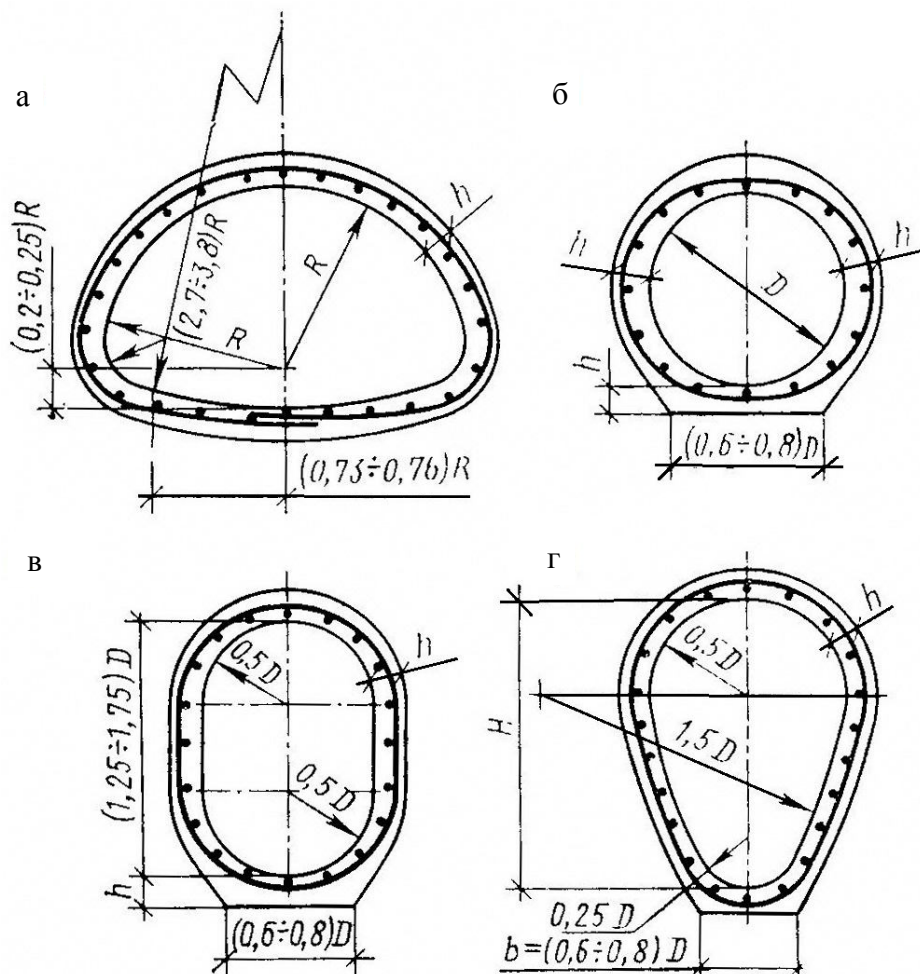


Рисунок 4.4 – Армирование труб сложных поперечных сечений:  
а – арочные; б – круглые с подошвой; в – овальные; г – овоидальные

Трубы армируют одиночными каркасами с непрерывной спиральной арматурой, размещенной в овальных трубах по эпюре моментов, а в овоидальных – посередине толщины стенки. Армирование можно выполнять и с помощью сварных плоских сеток, сгибающихся по форме трубы, их концы сжимаются внапуск.

## 4.4 Напорные трубы

### 4.4.1 Низконапорные трубы

В низконапорных трубопроводах (давление в трубах не превышает 0,5 МПа) применяют следующие виды железобетонных труб:

- а) из обычного бетона повышенного класса (В30, В40) С25/30, С35/40 и ненапряженной арматурой;
- б) с напряженной арматурой около стального внутреннего цилиндра;
- в) с напряженной арматурой спирального вида.

По экономическим показателям наиболее целесообразно применять низконапорные трубы с использованием ненапряженной арматуры. Их изготавливают только с цилиндрическим сечением диаметром 300–2400 мм и раструбом на конце. Толщина стенки принимается несколько больше, чем в безнапорных трубах. Предварительно она может быть определена по формуле:

$$\delta = (1,1 - 1,25) \frac{pD}{2f_{ctk}}, \quad (4.1)$$

где  $p$  – внутреннее давление в трубе;

$D$  – диаметр трубы, см;

$f_{ctk}(R_{bt,II})$  – расчетное сопротивление бетона на растяжение для группы II предельных состояний.

Трещиностойкость труб, отвечающая требованиям по трещиностойкости, обеспечивается прочностью бетона на растяжение и насыщенностью арматурой, которая повышает растяжение стенки трубы. Для изготовления таких труб используются бетоны классов С25/30, С32/40 С40/50.

Низконапорные трубы с ненапряженной арматурой изготавливаются преимущественно методом центрифугирования, который позволяет получить очень плотный бетон с показателями по водонепроницаемости W6, W8.

#### 4.4.2 Высоконапорные трубы

В трубопроводах с внутренним давлением больше 0,5 МПа используют трубы только с предварительно напряженной арматурой. Конструктивно такие трубы могут быть следующими:

а) предварительно напряженная продольная арматура и поперечно напряженная спиральная арматура;

б) поперечно напряженная кольцевая арматура, намотанная на стальной сердечник с толщиной листа 4–6 мм;

в) предварительно напряженная кольцевая арматура, наматываемая на железобетонный сердечник с последующим покрытием арматуры торкретбетоном толщиной 25–30 мм.

Для спиральной арматуры принимают высокопрочную проволоку класса Вр1200 диаметром 3–6 мм, тонкие канаты – К1400, а для продольной арматуры классы – Вр1500, А600, А600С, А800СК.

Трубы диаметром 500–1600 мм выпускают в соответствии с существующими стандартами и технологическими требованиями. В зависимости от внутреннего давления в трубопроводе они подразделяются на три класса (0,5; 1; 1,5 МПа), а в зависимости от способов изготовления различаются трубы с предварительно напряженной сердцевиной и несжимаемым защитным слоем бетона и трубы со сжимающим защитным слоем.

Трубы с несжимаемым защитным слоем изготавливаются по тристадийной технологии:

- 1) формирование сердечника центрифугированием;
- 2) обмоткой его предварительно напряженной спиральной арматурой;

3) нанесение защитного слоя.

Натяжение арматуры осуществляется механическим или электротермическим способом. Толщина стенки сердечника в зависимости от диаметра труб составляет от 40 до 100 мм. Защитный слой выполняется из цементно-песчаного раствора марки не меньше М30. Толщина защитного слоя, нанесенного торкретированием, должна составлять не менее 15–20 мм, а при нанесении его другим способом – не менее 20–25 мм.

Очень надежными относительно эксплуатации и долговечности являются трубы, изготовленные методом виброгидропрессования. В этих трубах внешний защитный слой обязательно обжимается, а рабочая арматура предварительно напряжена в продольном и поперечном направлениях.

Виброгидропрессованные трубы изготавливаются в металлической опалубке, которая состоит из напряженной формы и внутреннего сердечника с надетым на него резиновым чехлом. Напряженная форма составляется с 2 или 4 частей, соединенных пружинными болтами. После установки в форму спирального каркаса и натяжения поперечной арматуры форму заполняют бетоном. Потом под резиновый чехол сердечника подают горячую воду и равномерно повышают давление до 2,5–3,5 МПа. При этом под давлением резиновый чехол расправляется и равномерно прессует бетон, который вместе с напряженной формой увеличивается в диаметре и захватывает спиральную арматуру. В таком состоянии труба подвергается температурно-влажностной обработке, и только после этого снимается давление из-под чехла. Спиральная арматура, возвращаясь в первоначальное состояние, сжимает стенку трубы, включая защитный слой. Выпускают такие трубы в соответствии с ГОСТ 12586-74 диаметрами 500–1600 мм при длине 5 м (рис. 4.5).

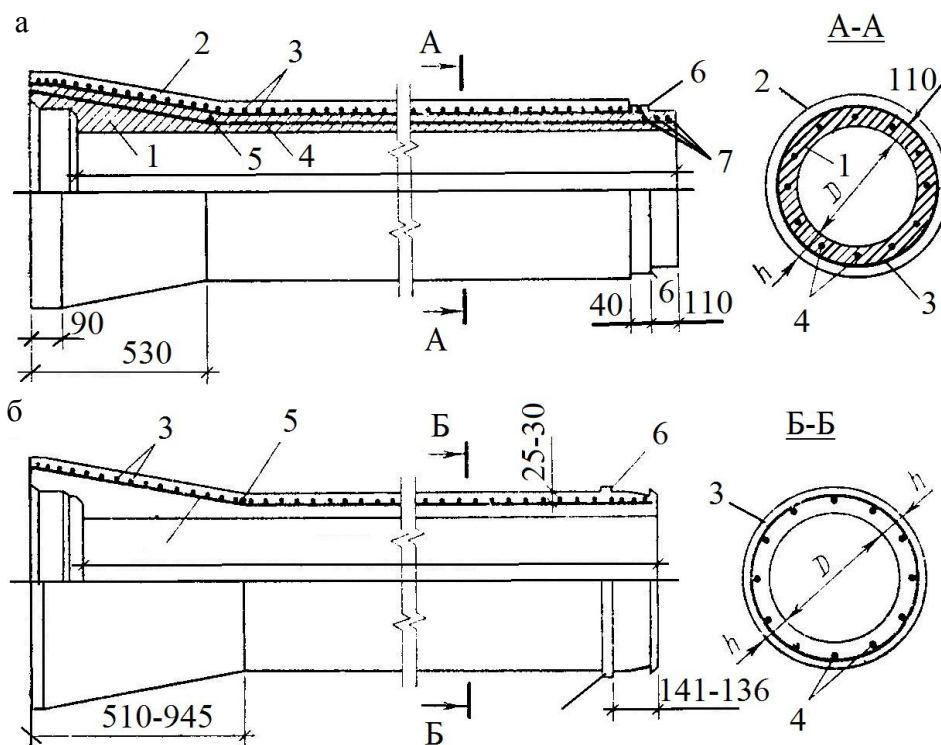


Рисунок 4.5 – Напорные предварительно напряженные трубы:

1 – сердечник; 2 – защитный слой; 3 – спиральная арматура; 4 – продольная арматура; 5 – стяжное кольцо или дополнительные витки; 6 – упор (бортик); 7 – кольцевой каркас из ненапрягаемой арматуры

### 4.4.3 Стыки труб

Стыковые соединения звеньев труб являются наиболее значительными и сложными узлами сборных трубопроводов. По существующей классификации стыки могут быть жесткими, мягкими, муфтовыми, фальцевыми, раструбными. Жесткие стыки в основном применяются в безнапорных и низконапорных трубопроводах, укладываемых на плотное грунтовое основание [55].

Жесткий муфтовый стык (рис. 4.6, а) состоит из железобетонной муфты, которая надевается на гладкие концы труб, уложенных впритык одна к одной. Внутренний диаметр муфты на 30–40 мм больше внешнего диаметра труб, вследствие чего образуется кольцевое отверстие, которое плотно герметизируется. Толщина стенки в муфте такая же, как и в трубе.

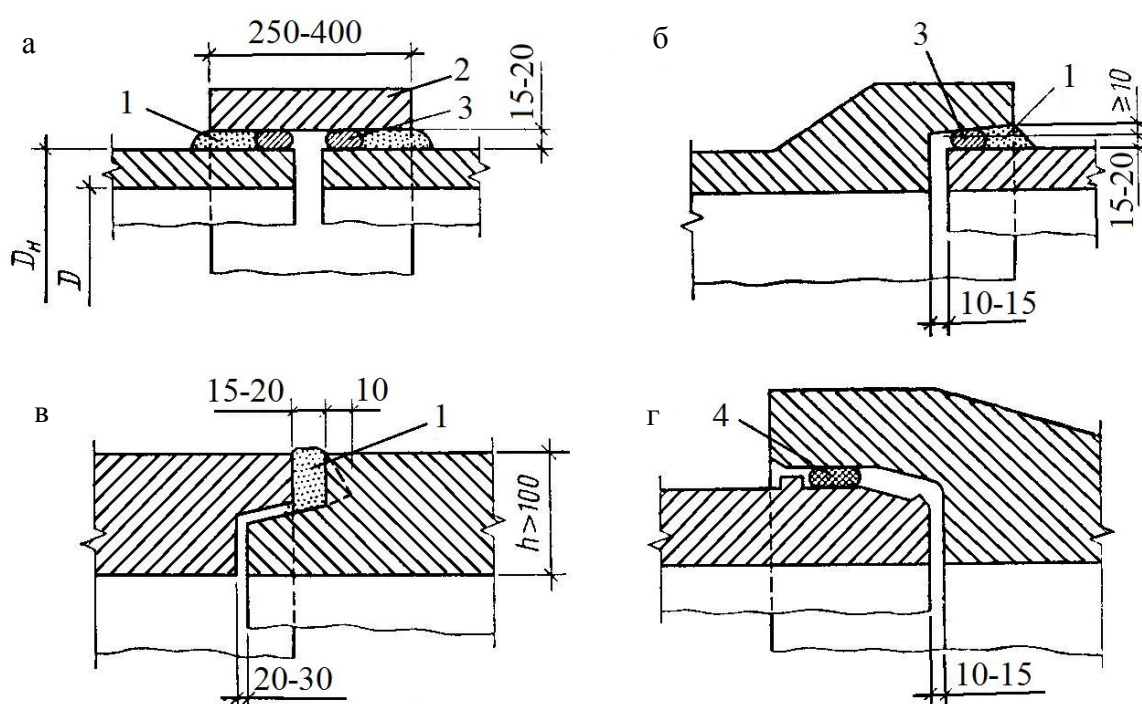


Рисунок 4.6 – Стыки железобетонных труб:

а – муфтовый; б – раструбный; в – фальцевый; г – раструбный гибкий; 1 – цементно-песчаный раствор; 2 – муфта; 3 – просмоленная пеньковая прядь; 4 – резиновое кольцо

При раструбном соединении (рис. 4.6, б, г) гладкий конец одной трубы заходит в раструбное расширение другой, а возникшее кольцевое отверстие герметизируется. Глубина раструба – 100–150 мм.

Для фальцевого стыка соединение труб создается их концами, при этом образуются кольцевые выступы-фальцы (рис. 4.6, в). Заполняют отверстие герметиком и цементно-песчаным раствором. Используют такое соединение в безнапорных трубах с большими диаметрами и разными сечениями.

### 4.5 Расчет труб

Расчет труб должен выполняться относительно наиболее невыгодных, но возможных сочетаний нагрузок, основных и особенных [4, 5].

При расчете труб, уложенных в земле, учитывают следующие расчетные нагрузки:

- а) собственный вес труб;
- б) давление грунтового слоя над трубой;
- в) нагрузки на поверхности земли;
- г) вес жидкости в трубе;
- д) внутреннее давление жидкости, находящейся в трубе, с учетом гидравлического удара.

В некоторых случаях принимаются во внимание поперечные усилия, возникающие в трубопроводе вследствие температурного влияния, а также давление жидкости на поворотах трассы и другие.

Одной из существенных проблем при расчете труб является выбор расчетных схем. По своим конструктивным решениям все трубы можно отнести к разновидностям оболочек, на которые распространяется вся теоретико-экспериментальная база расчета таких конструкций [28, 57]. С другой стороны, такой сложный аппарат расчета не всегда является обоснованным и рациональным. Поэтому для практических инженерных заданий при небольших диаметрах труб (до 1,5–1,8 м) наиболее обоснованной будет упрощенная расчетная модель, рассматривающая кольцевое сечение трубы, нагруженное сверху и снизу сосредоточенными силами одинаковой величины. Такая модель пренебрегает боковым давлением земли и не учитывает равномерного распределения нагрузки на поверхность трубы. Однако она намного упрощает расчет трубы от всех видов нагрузок. На рисунке 4.7 приведена такая расчетная модель с эпюрой внутренних изгибающих моментов. Верхняя часть трубы называется «замком», а нижняя – «пятой». Величина  $P_i$  принимается как приведенная нагрузка в линейном направлении и измеряется в кН/м или в т/м.

Общая формула для обозначения  $P_i$  имеет такой вид:

$$P_i = \frac{G_i}{\psi}, \quad (4.2)$$

где  $G_i$  – нагрузка от разных внешних факторов;

$\psi$  – коэффициент нагрузки для труб, приводящий вертикальную нагрузку  $G_i$  к двум сосредоточенным линейным нагрузкам  $P_i$ .

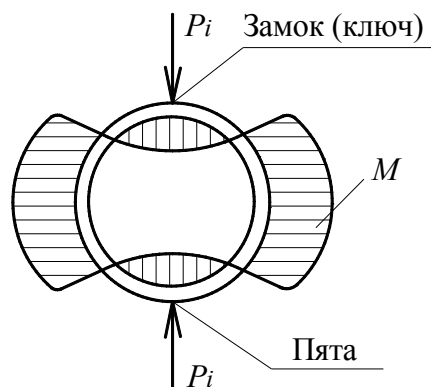


Рисунок 4.7 – Расчетная схема трубы

Например, приведенная величина вертикальной нагрузки  $P_1$  от давления грунта на трубы с внешним диаметром  $D_3$ , уложенных под сплошной насыпью, определяется по формуле:

$$P_1 = \frac{G_1}{\psi} = \frac{C_3 \gamma_1 \cdot D_3^2}{\psi}, \text{ т/пог. м}, \quad (4.3)$$



где  $C_3$  – коэффициент, зависящий от отношения высоты засыпки  $H$  (учитывается до верха трубы) к внешнему диаметру трубы  $D_3$ , а также от вида грунта основания и способа укладки труб, принимается по графику (рис. 4.8);

$\psi$  – коэффициент нагрузки для труб, проводящий вертикальную нагрузку от грунта засыпки  $G_1$  на трубу, уложенную под насыпью, к двум сосредоточенным линейным нагрузкам  $P_1$ , принимается по графику (рис. 4.9);

$\gamma_1$  – средняя плотность грунта засыпки в  $\text{кН/м}^3$  или в  $\text{т/м}^3$ .

Для других видов загрузок общий вид формулы (4.3) сохраняется. Изменяется только выражение числителя и используются дополнительные графики, приведенные в справочной литературе и нормативных документах. Для переменных нагрузок на поверхности земли в виде разнообразных транспортных средств (колесных и гусеничных) добавляется еще коэффициент динамичности в пределах от 1 до 1,7 в зависимости от глубины засыпки над трубопроводом.

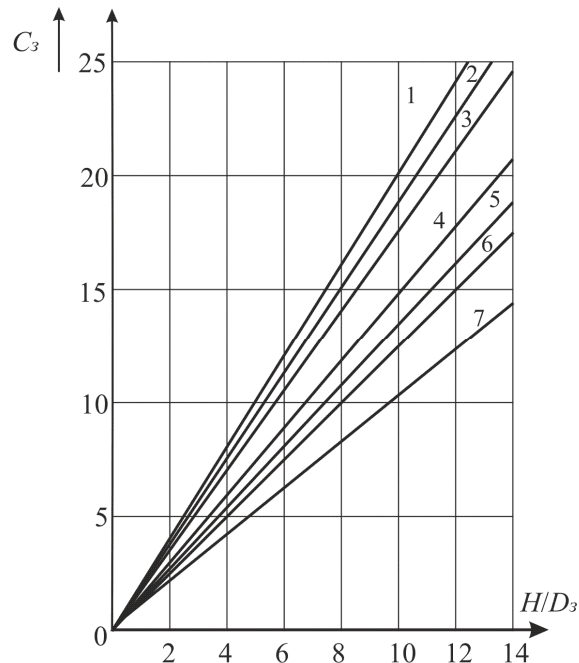


Рисунок 4.8 – График для определения  $C_3$  :

1 – грунты скальные; 2 – те же грунты, но с укладкой труб на бетонную подушку; 3 – грунты крупнообломочные; пески гравийные; глинистые твердые грунты; 4 – те же грунты, но с укладкой труб на бетонную подушку; 5 – пески крупные и средней крупности, пески мелкие пылеватые, плотные; 6 – те же грунты, но с укладкой труб на бетонную поверхность; 7 – пески мелкие и пылеватые средней плотности

Нагрузка от собственного веса труб определяется по формуле:

$$P_{\text{в,г}} = \frac{2\pi r_{\text{ср}} \gamma_2 \cdot C_3}{\psi}, \text{ Т/м}, \quad (4.4)$$

где  $r_{\text{ср}}$  – средний радиус трубы, м;

$\gamma_2$  – средняя плотность материала трубы;

$\psi$  – коэффициент нагрузки, принимаемый в зависимости от способа укладки труб в траншее или под насыпью и от диаметра трубы, в среднем  $\psi = 1,75 - 3,5$ .

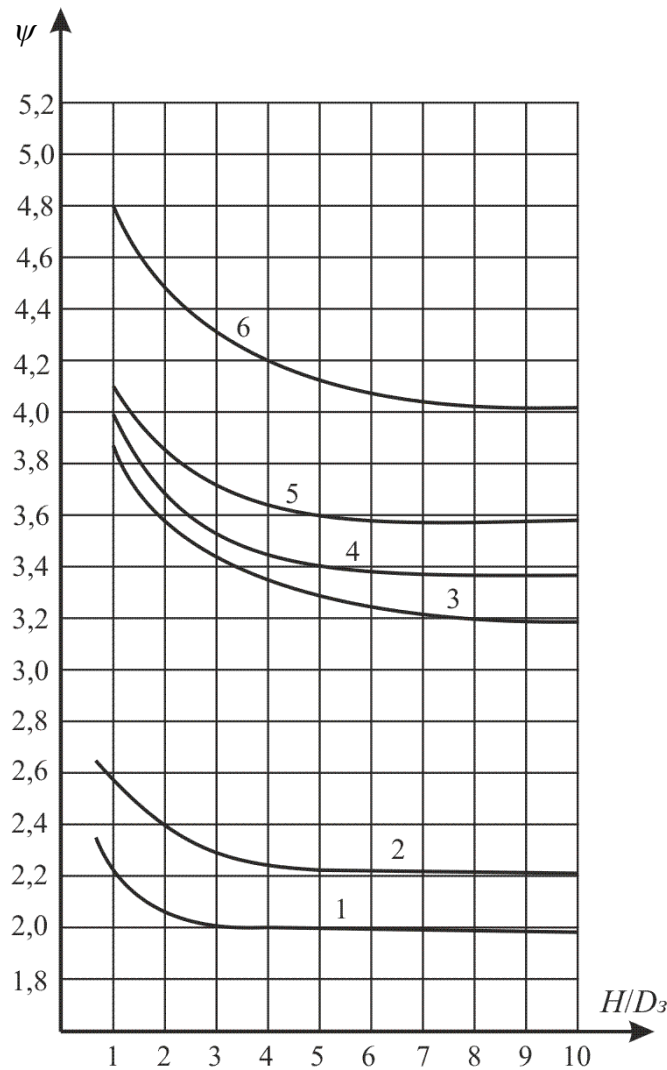


Рисунок 4.9 – График для определения коэффициента нагрузки  $\psi$  :

- 1 – грунты скальные, крупнообломочные, пески гравийные, крупные и средней крупности; глинистые грунты, твердые и пластичные; 2 – пески мелкие и пылеватые; глинистые грунты текучие;  
 3 – скальные грунты при укладке труб на бетонную поверхность; 4 – грунты крупнообломочные, пески крупные и средней крупности, плотные, глинистые твердые при укладке на бетонную подушку;  
 5 – песчаные грунты средней плотности, а также пески мелкие и пылеватые, глинистые грунты твердые при укладке на бетонную подушку; 6 – пески мелкие и пылеватые средней плотности, текучие глины при укладке на бетонную подушку

Аналогично принимаются значения  $P_i$  для других нагрузок.

Все разновидности труб (безнапорные и напорные) обязательно рассчитываются на гидравлику, то есть определяется скорость перемещения жидкости в трубе, потеря напора, гидравлический уклон и др.

Например, скорость перемещения воды в безнапорной трубе  $v$  можно определить по формуле:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot J^{1/3}, \quad (4.5)$$

где  $R$  – гидравлический радиус трубы  $\left( R = \frac{A}{u} \right)$ ;

$J$  – гидравлический уклон;



$n$  – коэффициент шероховатости материала стенок,  $n = 0,013 - 0,014$ .

Конструктивно трубы рассчитываются по следующим граничным состояниям:

1) по первому граничному состоянию, то есть по несущей способности:

$$M_{расч} \leq M_{зп}, \quad (4.6)$$

$$P_{расч} \leq P_{зп}, \quad (4.7)$$

где  $M_{расч}$  – расчетный изгибающий момент от влияния расчетных нагрузок;

$P_{расч}$  – суммарная расчетная нагрузка, сведенная к двум диаметрально противодействующим сосредоточенным силам;

$M_{зп}$  – несущая способность стенки трубы на изгиб или внецентренное сжатие;

$P_{зп}$  – граничная свободная линейная нагрузка, которую труба может выдержать.

При расчете круглой кольцевой или круглой с расширенной основой трубы в упругой стадии наиболее опасным будет сечение в ключе трубы, где:

$$M_{зп} = 0,318 P_{зп} \cdot r_{зп}. \quad (4.8)$$

Для овоидальных труб значения моментов для двух внешних сил определяется в нижнем сечении:  $M_A = 0,298 P_{зп} \cdot r_{зп}$ , в боковом сечении:  $M_B = 0,159 P_{зп} \cdot r_{зп}$ , в вертикальном сечении:  $M_B = 0,364 P_{зп} \cdot r_{зп}$ .

При расчете круглых труб с учетом возникновения четырех пластических шарниров значения момента в ключе трубы будет таким:

$$M_{позп} = 0,25 P_{зп} \cdot r_{зп}; \quad (4.9)$$

по второму граничному состоянию, то есть по трещиностойкости и деформативности:

$$M_{crc}^{ser} \leq M_{crc}, \quad (4.10)$$

$$a_{crc}^{ser} \leq a_{crc}. \quad (4.11)$$

В круглых трубах со стенками одинаковой толщины по бокам и в ключе, и в пяте с двойной кольцевой арматурой площадь арматуры можно определить по формуле

$$\gamma_s f_{yd} A_s = \frac{P_{зп} \cdot r}{2} \cdot \frac{1}{h_{0_1} + h_{0_2} - \alpha \cdot c}, \quad (4.12)$$

где  $\gamma_s f_{yd}$  – условное расчетное сопротивление арматуры;

$P_{зп}$  – величина приведенной разрушающей силы в трех направлениях;

$h_{0_1}, h_{0_2}$  – полезная высота сечения соответственно в ключе и в боковых сечениях трубы;

$$\alpha = \frac{\gamma_s f_{yd} A_s}{100c f_{cd}},$$

где  $c$  – толщина стенки трубы;

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона;

$A_s$  – общая площадь арматуры;

$r$  – внутренний радиус трубы.

Трубы, укладываемые на поверхности земли или в тоннелях, которые не воспринимают влияния внешнего давления, рассчитывают как центрально растянутое сечение по формуле:

$$N \leq \gamma_f (f_{sp} A_{sp} + f_{yd} A_s), \quad (4.13)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$f_{sp}; A_{sp}$  – расчетное сопротивление и площадь предварительно напряженной арматуры;

$f_{yd}; A_s$  – расчетное сопротивление и площадь ненапряженной арматуры.

Расчет труб с предварительно напряженной поперечной арматурой выполняется в соответствии с требованиями нормативных документов для железобетонных конструкций с предварительно напряженной поперечной арматурой [3, 12].

Обязательно рассчитываются такие трубы на трещиностойкость в зоне внутренней поверхности ключа (замка) трубы:

$$M_{\sigma}^{\text{я}} \pm M_{\text{сж}}^{\text{я}} \leq f_{ctd} W_0, \quad (4.14)$$

где  $M_{\sigma}^{\text{я}}, M_{\text{сж}}^{\text{я}}$  – момент внешних сил и момент сжатия относительно условной ядровой точки;

$W_0$  – момент сопротивления приведенного сечения для растянутого крайнего волокна;

$f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона на растяжение.

Наряду с упрощенной методикой расчета труб, приведенной выше, существует и более сложная методика, основанная на рассмотрении трубы как цилиндрической или сложной формы сечения оболочки, загруженной неравномерно распределенной нагрузкой у боковых поверхностей и в зоне опирания труб [27].

#### 4.6 Вопросы к разделу 4

1. Разновидности железобетонных труб и их назначение.
2. Безнапорные трубы, способы армирования этих труб.
3. Напорные трубы, отличие слабонапорных труб от высоконапорных труб.
4. Виды армирования высоконапорных труб.
5. Разновидности стыков безнапорных и напорных труб.
6. Виды нагрузок, действующих на железобетонные трубы.
7. Расчетная схема труб на вертикальные нагрузки.
8. Что такое приведенная величина вертикальной нагрузки?
9. От каких параметров зависит коэффициент  $C_3$ ?
10. Определение расчетных усилий в трубах при различных способах их укладки.
11. В каких случаях железобетонные трубы рассчитываются как растянутое кольцевое сечение?

## **5 КАНАЛЫ И ТОННЕЛИ**

Каналы и тоннели принадлежат к той разновидности инженерных сооружений, которые обеспечивают перемещения материалов, коммуникаций, транспортных средств и людей в заданном направлении с отделением этих потоков от внешней среды. Материалами для такого размежевания могут служить дерево, металл, камень, железобетон, пластмассы, синтетические пленки, резиновые конструктивы и др. Наиболее применяемыми, долговечными и экономично обоснованными являются железобетонные конструкции каналов и тоннелей. При этом под каналами в этом разделе подразумеваются технологические каналы, а не гидротехнические.

В большинстве случаев такие инженерные сооружения размещаются под землей, но в некоторых – исключительных ситуациях они могут размещаться над поверхностью земли, при этом устраиваются специальные опоры и пилоны.

По своему назначению каналы в промышленном и гражданском строительстве используются для межквартальной, междцеховой и внутрицеховой прокладки различных коммуникаций, электрокабелей, трубопроводов разного назначения, отвода сточных вод, транспортирования разнообразных продуктов и отходов промышленного, химического и сельскохозяйственного производства. Большинство каналов имеют небольшую глубину заложения, составляющую 500–700 мм и небольшие размеры.

В отличие от каналов тоннели имеют более разветвленную сферу применения, большие размеры в поперечном сечении и разнообразные конструктивные решения. Тоннели, как правило, многофункциональны и могут совмещать функции каналов и транспортных коридоров.

В связи с этим анализировать конструктивные решения, назначение и способы расчета железобетонных каналов и тоннелей желательно отдельно, чтобы подчеркнуть как их отличия, так и одинаковые элементы этих инженерных сооружений [25, 32, 39].

### **5.1 Разновидности и конструктивные особенности каналов**

Используются два основных вида каналов – непроходные или полупроходные. Если каналы полупроходные, то есть по ним человек может пройти немного согнувшись, то их высота должна составлять не менее 1500 мм; непроходные каналы имеют меньшую высоту и используются только для пропуска технологических коммуникаций.

Следует отметить, что по своему назначению каналы могут быть гидротехническими и технологическими. Первые из них почти все открытые, а вторые, как правило, закрытые.

История строительства каналов чрезвычайно древняя и богатая. Еще в первобытных общинах люди пытались создать водопровод, используя камни и местные строительные материалы – глину, песок, древесину. Со временем, по мере развития техники и человеческого интеллекта, каналы начинают делать более долговечными и функционально разнообразными. Известны водогонные и сточные каналы в древнем Риме (III–IV ст. до н. э., известны подземный сточный канал – клоака Максима, Аппиев водопровод и др. В древнем Китае еще в III и II тыс. до н. э. строились каналы для

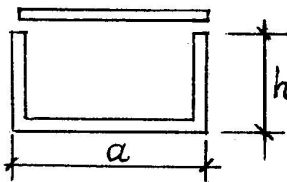
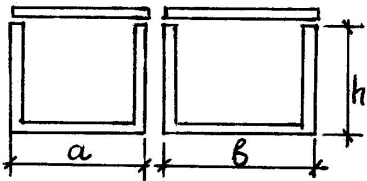
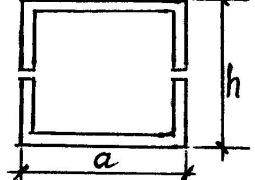
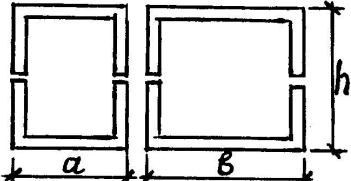
орошения и водоснабжения. Со временем их начали использовать для судоходства, соединения рек, озер, морей. Гидротехнические каналы изучают в специальных инженерных дисциплинах, и в данном учебном пособии они не рассматриваются.

Характеризуют только разновидности технологических железобетонных каналов, которые в большинстве случаев используются как закрытые и предназначены для пропускания различных коммуникационных систем. Эти каналы строятся, в основном, сборными железобетонными по типовым сериям и только в отдельных случаях монолитными сплошными.

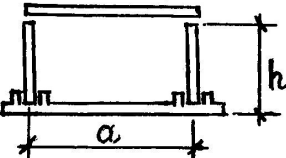
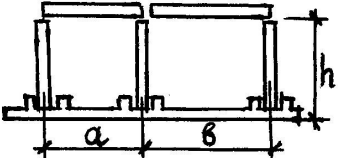
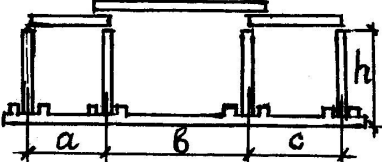
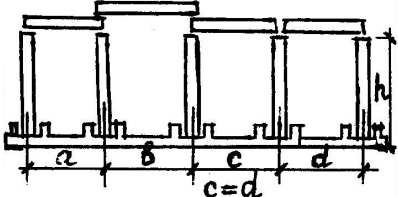
На основании унификации типовых серий ТС-04-01 и ТС-01-03 разработаны габаритные схемы одно-, дву- и многосекционных каналов с конструкций двух типов: лотковых и поэлементных сборных железобетонных, состоящих из плит днища, стен и плит покрытия. Каналы маркируются буквами и цифрами, обозначающими вид конструкции, количество секций и геометрические размеры. Буквами КЛ обозначаются каналы из лотковых элементов, перекрываемых плитами; буквами КЛС – каналы, устраиваемые только из лотковых элементов; буквами КС – каналы из сборных плит. Если каналы устраиваются полуподземным способом, то добавляется еще индекс П. Цифра перед буквами показывает количество секций в многосекционных каналах, а цифры после букв – номинальные геометрические размеры каналов в сантиметрах.

В таблице 5.1 приведены примеры применения разных типов каналов в зданиях и сооружениях.

Таблица 5.1 – Примеры применения разных типов каналов в зданиях и сооружениях

Схема канала	Марка канала	Габариты, мм		
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
1	2	3	4	5
	КЛ 60-30 КЛ 90-45 КЛ 120-60 КЛ 210-60	600 900 1200 2100	– – – –	300 450 600 600
	2КЛ 60-30 2 КЛ 90-60 2КЛ (60+90)-60 2КЛ (60+15)-60	600 900 600 600	600 900 900 1500	300 600 600 600
	КЛс 90-90 КЛс 120-120 КЛс 150-120 КЛс 210-120	900 1200 1500 2100	– – – –	900 1200 1200 1200
	2КЛс 90-90 2КЛс (90+120)-90 2КЛс 150-120 2КЛс (120+210)-120	900 900 1500 1200	900 1200 1500 2100	900 900 1200 1200

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4	5
	КС 90-90 КС 150-90 КС 120-120 КС 210-120	900 1500 1200 2100	– – – –	900 900 1200 1200
	2КС 120-90 2КС 210-90 2КС (120+150)-90 2КС (120+210)-120	1200 2100 1200 1200	1200 2100 1500 2100	900 900 1200 1200
	3КС 90-90 3КС 210-90 3КС 150-120 3КС 210-120	900 2100 1500 2100	900 2100 1500 2100	900 900 1200 1200
	4КС 120-90 4КС 210-90 4КС 150-120 4КС 210-120	1200 2100 1500 2100	1200 1200 1500 2100	900 900 1200 1200

Размеры каналов по ширине приняты кратными 300 – 600, 900, 1200, 1500 и 2100 мм; размеры по высоте – 300, 450, 600, 900 и 1200 мм. Фактические размеры каналов могут отличаться от принятых габаритных схем на  $\pm 30$  мм. Установленные размеры позволяют резко сократить количество габаритных схем, практически удовлетворяя требования всех областей промышленности и видов строительства.

Вдоль трассы прокладывания каналов обязательно устраиваются смотровые колодцы (камеры) как изготавливаемые, сборные или монолитные в виде прямоугольников или цилиндрических конструкций.

Длина сборных элементов каналов вдоль трассы составляет 3 м, за исключением плит днища двухсекционных каналов, длина которых – 1,5 м. Длина подобранных элементов лотков – 0,6; 0,9; 1,2; 1,5 и 2,1 м; плит перекрытия – 0,9; 1,2; 1,5; 1,8 и 2,1 м, стальных плит – 0,9 и 1,2 м.

Расстояние между деформационными швами составляет не более 50 м для подземных каналов и не более 30 м для полуподземных. Деформационные швы рекомендуется устраивать в местах примыкания каналов к смотровым камерам и к компенсаторным нишам или же на границе звеньев с резко отличающимися сечениями, нагрузками и т. д. Углы поворотов одно- и многосекционных каналов и компенсаторные ниши могут быть решены в двух вариантах: с монолитным днищем, кирпичными стенами и сборными плитами перекрытий или с монолитным днищем, стенами и сборными плитами перекрытий.

Защитный слой бетона в лотках, стенных плитах и плитах днища при толщине конструкции до 100 мм составляет 15–20 мм, а при толщине больше 100 мм – 20–25 мм. В плитах перекрытия защитный слой бетона составляет 15 мм.

В типовых сериях изложены указания по применению унифицированных сборных железобетонных каналов на грунтах с просадочными свойствами. Рассмотрены два типа грунтовых условий строительных площадок: 1) когда просадка грунта от собственного веса практически отсутствует и не превышает 3–5 см (тип I); 2) когда проседание грунта превышает 5 см (тип II).

По степени возможного замокания грунтов в основаниях каналов они также подразделяются на два вида – для прокладывания кабелей, воздухопроводов и других коммуникаций, которые не содержат воды или водных растворов; каналы для прокладывания теплофикационных, технологических или других трубопроводов, из которых возможна утечка воды или водных растворов.

Трассы каналов, в которых не предусматривается прокладка трубопроводов с водой или водными растворами, необходимо прокладывать таким образом, чтобы обеспечить беспрепятственный сток атмосферных поверхностных вод. Расстояние от оси канала к ближайшим бесканальным коммуникациям, включающим воду, должна быть не менее 5 м для грунтовых условий типа I и 10 м для грунтовых условий II типа. Каналы для прокладки трубопроводов с водой, строящиеся в грунтовых условиях типа I, должны быть выполнены из сборных железобетонных конструкций, изготовленных из плотного бетона (W6, W8), а основание под каналы – из уплотненного грунта толщиной 200 мм или бетона толщиной 100 мм. Наименьшее расстояние от каналов до сооружений должно составлять 2,5 м.

Если каналы, имеющие трубопроводы с водой или водными растворами, строятся в грунтах типа II, то основание должно быть из уплотненного грунта толщиной 400 мм или бетона толщиной 150 мм, а в местах стыков лотковых элементов предусматриваются подкладки с обработкой боковых зазоров между подкладками и элементами каналов прядями, пропитанными битумом.

При сооружении каналов в сейсмических районах рекомендуется очень тщательно выполнять подготовку под днища каналов, засыпать каналы с тщательным послойным уплотнением грунта, а смотровые камеры сооружать из монолитного бетона или железобетона и сборных железобетонных плит перекрытия, разработанных для обычных условий строительства. В районах с сейсмичностью 9 баллов стыки сборных элементов марок КЛ, КЛп и КЛс должны быть усилены подкладками лоткового профиля, аналогично применяемыми при строительстве каналов на грунтах с просадкой. Для каналов КС и КСп, в которых плиты днища и стен устанавливаются с перевязкой, усиление стыков можно не предусматривать.

Принципиальные схемы и конструктивные решения непроходных и полупроходных каналов приведены на рисунке 5.1.

Для отвода воды днища каналов в поперечном направлении имеют уклон не менее 0,002.

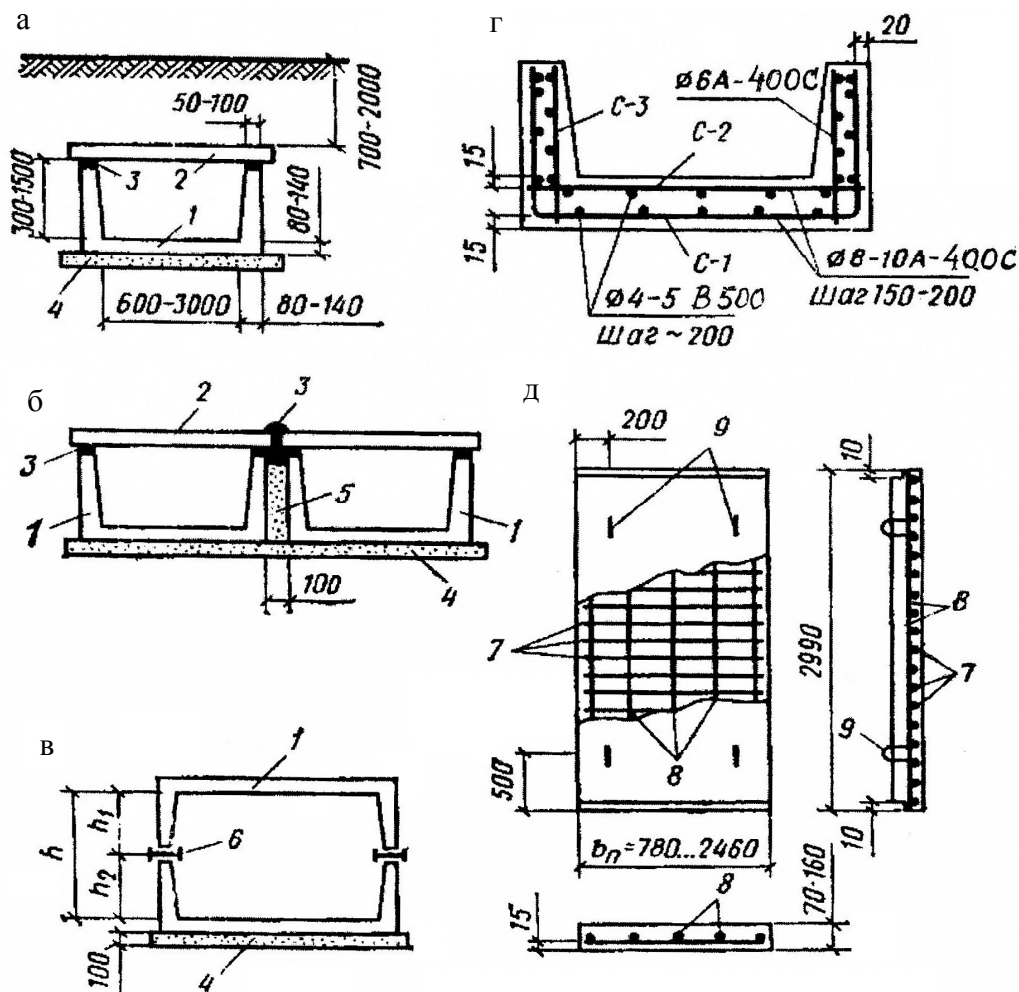


Рисунок 5.1 – Разновидности лотковых каналов и их конструктивные решения:  
а – канал односекционный; б – канал двухсекционный; в – односекционный из двух лотков (при  $h \leq 1500$  мм); г – армирование сборного лотка; д – армирование сборной плиты;  
1 – лоток; 2 – плита покрытия; 3 – цементный раствор; 4 – песчаная подготовка; 5 – отверстие между лотками, заполненное песком; 6 – стальная прокладка из двутавра; 7 – рабочие стержни; 8 – монтажные стержни; 9 – петли для монтажа плит

Армирование стенок и днища каналов может выполняться с помощью одинарной или двойной сетки. Первый тип армирования применяется в малогабаритных каналах  $600 \times 300(h)$  мм,  $900 \times 300(h)$  мм,  $900 \times 450(h)$  мм с толщиной стенок 50–60 мм. В каналах с большими размерами и толщиной стенок 80–100 мм применяется двойная сетка как в стенах, так и у днища. Диаметр рабочей арматуры в большинстве случаев составляет 6–10 мм класса A400C, диаметр монтажной арматуры – 4–5 мм класса B500 (Br-I) или 6A400C (см. рис. 5.1).

Очень распространены внутрищелевые каналы, предназначенные для прокладывания трубопроводов разного назначения и кабелей, которые могут быть также использованы в качестве воздухопроводов. Эти каналы детально представлены в серии ИС-01-04, выпуск 7. Внутрищелевые каналы запроектированы с перекрытием в уровне пола, но также могут применяться и при углубленном перекрытии с соответствующей расчетной проверкой.

Элементы внутрицеховых каналов могут применяться в обычных условиях, на проседающих грунтах, в сейсмических районах и районах с высоким уровнем грунтовых вод.

Габаритные схемы внутрицеховых каналов отличаются от приведенных в таблице 5.1 тем, что они включают каналы с сечением 300×300 мм и 450×300 мм; из них исключены каналы шириной 2100 мм и дополнительно включены лотковые каналы высотой 900 и 1200 мм, которые можно изготавливать на открытых полигонах.

Для внутрицеховой прокладки используются каналы из лотковых элементов и из отдельных железобетонных плит. Перекрытия для них состоит из плоских железобетонных плит, а при соответствующем обосновании – из рифленой стали. На участках, где необходимо частое снятие плит, применяются плиты шириной не более 600 мм. В отдельных случаях плиты перекрытия внутрицеховых каналов могут иметь внутренний фактурный слой.

При прокладке каналов в цехах с земляным полом плиты перекрытия, укладываемые на уровне пола цеха, имеют фиксирующие упоры из уголков, привариваемых к закладным элементам в плитах.

Расчет непроходных каналов производится по упрощенной расчетной схеме, соотносящейся с расчетом П-образной рамы, поставленной основанием на грунт. Стойки рамы соединены с плитой покрытия шарнирно. Нагрузки учитываются только те, которые отвечают действительным условиям эксплуатации каналов.

Полупроходные каналы рассчитываются практически так же, как и тоннели со всеми нагрузками на них и разновидностями расчетных схем.

В основном каналы рассчитываются по двум группам предельных состояний, но в некоторых случаях достаточно выполнить расчет только относительно первой группы предельных состояний, то есть только прочности, касающейся, в основном, малогабаритных каналов.

## **5.2 Разновидности тоннелей и область их применения**

Тоннели начали строить в глубокой древности, преимущественно для подачи воды, канализационных стоков и для воинских нужд. Первый горный железнодорожный тоннель длиной 1190 м был построен в 1826–1830 гг. в Англии. Один из древнейших в мире – Симплонский тоннель протяженностью 19,78 км, соединивший Италию со Швейцарией, был построен в 1898–1906 гг. Железнодорожные тоннели в России и Украине начали строить в 1859 году. За три года были построены двухсторонние тоннели длиной 427 и 1280 м на Петербург-Варшавской железной дороге. До конца прошлого столетия проложено большое количество тоннелей на железных дорогах Кавказа, Сибири, Урала, в Карпатском регионе. После 1917 года построены крупные тоннели на железных дорогах Казань – Свердловск, Николаев – Херсон, на Черноморской железной дороге, ряд тоннелей на востоке Украины и в Карпатах.

Железнодорожные тоннели строили различными способами в грунте с обкладыванием стен массивными камнями, защищающими движущиеся поезда от обвалов горных пород, позже начали использовать бетон и железобетон.



Тоннели в простейшем понимании – это протяженное подземное или подводное сооружение, предназначенное для пропускания через высотное или контурное препятствие транспортных средств, пешеходов, воды, инженерных коммуникаций или технологических линий.

Все транспортные тоннели обычно имеют два выхода на поверхность, а в особых случаях – только один (тупиковый тоннель транспортного или специального назначения). Коммуникационные тоннели таких выходов не имеют, они соединяются между собой ревизионными камерами.

Эксплуатация тоннелей обеспечивается комплексом согласованно работающих подземных и наземных сооружений и приспособлений, состав которых зависит от назначения, протяженности и места расположения тоннеля.

Железнодорожные или автодорожные транспортные тоннели, включая метрополитен, кроме железной дороги или полотна проезжей части должны иметь и водоотводные, вентиляционные, ограждающие и защитные сооружения и приспособления, обеспечивающие безопасность движения пешеходов и обслуживающего персонала.

Водоотводные приспособления необходимы для удаления из тоннеля воды, проникающей через обустройство стен или поступающей с водогона во время уборочных работ. Выполняются они в виде продольных лотков или труб, заложенных по середине или сбоку тоннеля.

Вентиляционные сооружения предназначены для очистки воздуха от выхлопных газов, вредных веществ и пыли, появляющихся во время движения транспорта. Конструкция и состав этих сооружений зависят от системы вентиляции и длины тоннеля. При искусственной вентиляции могут строиться вентиляционные стволы, подземные камеры или наземные строения для вентиляторов.

К ограждающим и защитным сооружениям относятся порталы, облицованные и поддерживающие стены вдоль откосов предпортальных заглублений, улавливающие стены и надолбы с ограждающими валами и траншеями на пологих уклонах, галереи в припортальных полувыемках на крутом косогорье, где существует большая вероятность обвалов, осыпаний и схода лавин.

К водозащитным сооружениям относятся водосборные и водоотводящие каналы, поверхностные и подземные дренажи.

К приспособлениям, обеспечивающим безопасность передвижения, относятся электрическое освещение тоннелей, оповещающая и ограждающая сигнализация, телефонная связь, противопожарное оборудование и т. д.

Область применения и разновидности тоннелей настолько широки, что позволяют составить только их общую классификацию по назначению, месту расположения, глубине заложения и способу строительства.

На рисунке 5.2 приведена условная схема разновидностей тоннелей с учетом их назначения, места расположения, глубины заложения и способа строительства.

В отличие от каналов все тоннели проходные, то есть высота их превышает размер 1,8 м, а по назначению габариты тоннелей могут иметь очень большие размеры (до 5–9 м по высоте и 6–15 м и больше по ширине).

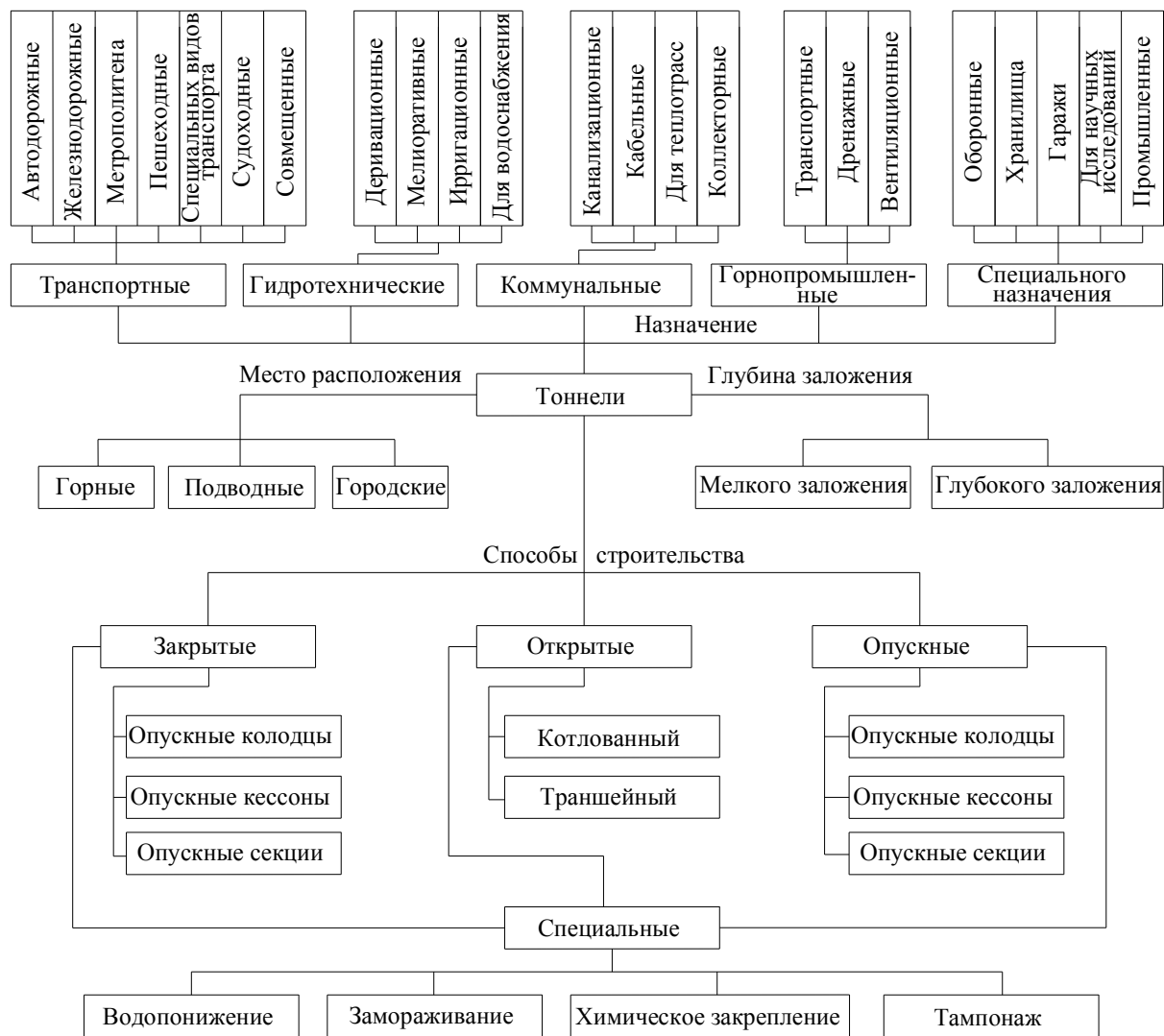


Рисунок 5.2 – Разновидности тоннелей

По назначению выделяют транспортные тоннели, используемые для пропускания автомобильного или железнодорожного транспорта, поездов или скоростных трамваев, специальных видов транспорта (поездов на магнитных или воздушных подушках). Существуют также совмещенные транспортные тоннели для некоторых видов транспортных средств и пешеходов, пароходные тоннели и др.

В последнее время рядом протяженных железнодорожных тоннелей осуществляется перевозка автомобилей на специальных платформах, что значительно экономит время, снижает экологическую нагрузку и стоимость проезда.

Гидротехнические тоннели сооружают в системе ГЭС, ГАЭС или АЭС для отведения и подачи воды к силовым агрегатам (энергетические и деривационные). К гидротехническим можно отнести также мелиоративные тоннели для подсушивания и увлажнения земель, тоннели для водоснабжения, а также лесосплавные тоннели.

Коммуникационные тоннели в городах и селах прокладывают для разнообразных инженерных коммуникаций: электрических кабелей высокого или низкого напряжения, кабелей связи, теплосетей, водосточков, водопровода, газопровода, канализации и др. Во

многих случаях устраивают коллекторные тоннели для пропускания нескольких видов коммуникаций.

Горнопромышленные тоннели строят на горнодобывающих предприятиях, шахтах и рудниках. Они служат для транспортировки руды и породы, проветривания и осушивания подземных выработок.

К тоннелям специального назначения относятся подземные автостоянки и гаражи туннельного типа, тоннели для научных исследований (например ускорители заряженных частиц, тоннели для аэродинамических испытаний), газо- и нефтехранилища, подземные склады, тоннели военно-оборонительного характера.

Транспортные тоннели по месту расположения подразделяются на городские, горные и подводные. Городские автотранспортные и пешеходные тоннели используются для упорядочения движения транспорта и пешеходов на городских магистралях и улицах. Такое разделение следует считать условным, поскольку горные и подводные тоннели могут располагаться и на участках городских территорий, разделенных высотными или водными преградами. *Горные* тоннели сооружаются преимущественно в горной местности для преодоления высотных преград – горных хребтов, отрогов гор, холмов, высот. *Подводные* тоннели размещаются в местах сечения контурных преград: рек, озер, каналов, водохранилищ, морских заводей и проливов.

В зависимости от глубины заложения от поверхности земли  $H$  различают тоннели глубокого ( $H > 2 - 3 B$ ) и мелкого ( $H < 2 - 3 B$ ) заложения, где  $B$  – наибольший размер (пролет или высота) поперечного сечения тоннеля. Наряду с этим существуют также сверхглубокие тоннели, глубина которых составляет 30–40 м и больше от поверхности земли.

В соответствии со способом строительства выделяются тоннели, сооружаемые закрытым, открытым или опускным способами, каждый из которых имеет несколько разновидностей.

Закрытые способы (горные, щитовые, продавливаемые) предусматривают ведение работ без нарушения поверхностных условий, а открытые способы (котлованный, траншейный) – с предварительным разрушением поверхности земли. Используя опускные способы (опускные колодцы, секции подводных тоннелей), конструкции тоннеля изготавливают на поверхности земли, а потом погружают их на проектную отметку.

В наиболее сложных инженерно-геологических условиях для предварительного закрепления или осушения грунтового массива ранее перечисленные способы применяют одновременно со специальными способами работ – водопонижением, искусственным замораживанием, тампонажем или химическим закреплением грунтов.

Выбор того или иного способа строительства определяется, главным образом, инженерно-геологическими условиями, длиной тоннеля и размерами его поперечного сечения, а также с учетом технико-экономических и экологических условий.

Горные и подводные тоннели очень часто строят с помощью горного или щитового способов, а городские тоннели мелкого заложения – котлованным или траншейным способами.

Горный способ применяют преимущественно в скальных грунтах. При этом туннельную выработку раскрывают за один заход или частично, закрепляя ее временным

креплением, а потом на некотором расстоянии от забоя возводят постоянную конструкцию – сооружение (обустройство) (рис. 5.3, а). В мягких и слабых грунтах наиболее эффективный щитовой способ, основанный на использовании передвижного крепления замкнутого очертывания – щита, под прикрытием которого разрабатывают грунт и возводят обделку (рис. 5.3, б). По котлованному способу конструкции тоннеля возводятся в предварительно устроенном котловане (рис. 5.3, в), а по траншейному способу в траншеях сначала обделывают стены, на которые опирается перекрытие, а потом разрабатывают грунт между стенами и бетонируют лоток тоннеля (рис. 5.3, г) [29, 35].

Тоннель – сложный для осуществления и дорогой вид искусственных сооружений, достаточно широко применяемый при строительстве железных и автомобильных дорог. По своим конструктивным формам, размерам и условиям строительства тоннели в транспортном строительстве отличаются от других видов подобных сооружений – гидротехнических, коммунальных, промышленных, горно-разведочных и специального назначения.

Горные тоннели могут быть перевальными, сооружаемыми через высокие водоразделы; косогорными, прокладываемыми вдоль склонов гор; петлевыми и спиральными, сооружаемыми для развития трассы дорог в горных условиях.

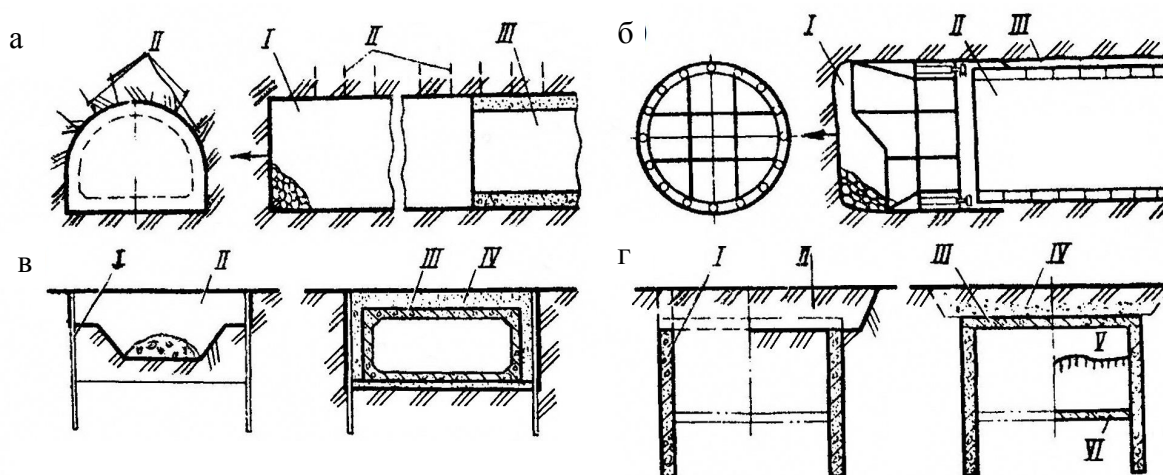


Рисунок 5.3 – Схемы строительства тоннелей I, II, III, IV, V, VI: последовательность выполнения строительных работ и сооружения конструкций тоннеля

При пересечении трассой автомобильной дороги крупных водных преград для обеспечения постоянной транспортной связи между берегами наряду с мостовыми переходами сооружают подводные тоннели.

Для преодоления глубоких, но сравнительно узких водных преград эффективны подводные тоннели на искусственных дамбах, отдельных опорах (тоннели-мосты), а также «плавающие» тоннели, заанкеренные в дно тросовыми оттяжками или удерживаемые на плаву специальными плавающими опорами.

В городах автотранспортные тоннели сооружают для развязки движения разных уровней на пересечениях, примыканиях или разветвлениях магистралей для увеличения или выравнивания пропускной способности отдельных участков магистралей, улучшения

планировочной структуры улично-дорожной сети, охраны окружающей среды, создания подъездных путей к подземным автостоянкам и гаражам, торговым центрам и пр.

Городские пешеходные тоннели сооружают в местах интенсивного уличного движения для обеспечения движения потоков городского транспорта и пешеходов на разных уровнях и для повышения безопасности движения.

### 5.3 Типы обделок тоннелей

Процесс проходки тоннеля заключается в разработке грунта по очертанию и размерам проходимой выработки, удалении его на поверхность и закреплении выработанного пространства временной или постоянной крепью.

Пространство, образовавшееся после разработки грунта и его удаления, называют горной выработкой.

В зависимости от назначения горная выработка может называться штольневой (при проходке штолен), тоннельной (при проходке тоннеля на полное сечение), калоттной (при проходке верхней части тоннеля горным способом) и др. Рабочее место, где ведут разработку грунта, – это забой выработки. Переднюю часть разрабатываемого грунта называют лбом забоя. В процессе проведения работ забой по мере продвижения выработки перемещается вперед.

Конструкцию, устраиваемую для закрепления тоннельной выработки на период проведения работ, называют временной крепью, а служащую для постоянного закрепления выработки – обделкой или обустройством.

Временное крепление предназначено для удержания от обрушений и вывалов грунта кровли, боков и лба забоя выработки, под ее защитой возводят постоянную обделку из бетона, железобетонных или чугунных тубингов. Временные крепи могут быть деревянными, металлическими, деревометаллическими и реже – железобетонными. Необходимость крепления кровли, боков, лба забоя и подошвы выработки, а также конструкция временной крепи устанавливаются путем проведения специального проекта производства работ (ППР). При щитовом способе проходки временная крепь используется только для крепления лба забоя, а крепление кровли, боков и подошвы обеспечивается элементами конструкции щита, под защитой оболочки которого возводят постоянную обделку.

В общем виде обделка (или обустройство) тоннелей может иметь различные очертания (рис. 5.4).

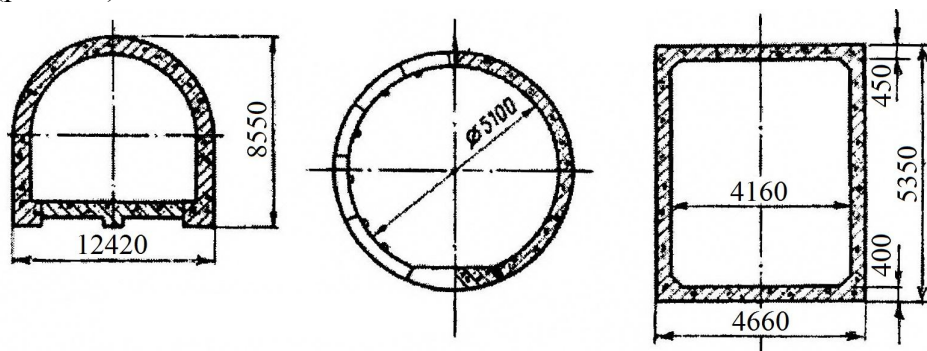


Рисунок 5.4 – Типы обделок тоннелей: а – подкообразная; б – круговая; в – прямоугольная

Обделки подковообразного очертания обычно используют при строительстве камер, раструбов, транспортных тоннелей. Круговые обделки имеют тоннели метрополитенов, сооружаемые закрытым способом. Обделки прямоугольной формы используют для тоннелей открытого способа работ.

Различают следующие элементы конструкции обделки: верхняя часть – свод – в подковообразных и круговых обделках и перекрытие – в прямоугольных. Боковая часть обделки – стены, нижняя часть, обратный свод (плоский лоток).

Сборные обделки кругового очертания собирают из отдельных элементов – тюбингов или блоков.

Необходимо обратить внимание на строительство подземных тоннелей и возникающее при этом горное давление. В природном грунтовом массиве слои грунтов находятся в состоянии равновесия и залегают в виде горизонтальных или наклонных пластов. При проведении проходческих работ равновесие грунта нарушается. Вокруг выработки образуются деформации грунта, проявляющиеся как разрыхление, оседание, вываливание отдельных кусков и целых глыб, которые давят на тоннельную крепь. Силы, вызванные нарушением равновесия горных пород в результате проходки выработки и действующие на ее крепь, называют горным давлением. Горное давление может быть вертикальным и боковым, хотя чаще оно бывает вертикальным и направлено сверху вниз (рис. 5.5).

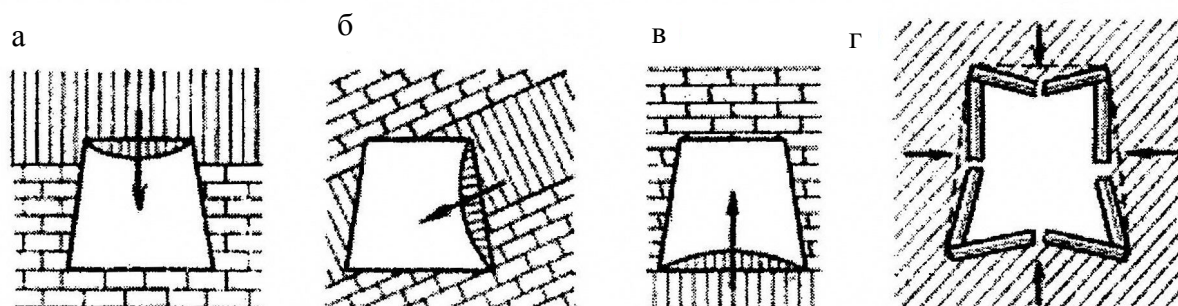


Рисунок 5.5 – Действие горного давления на крепь штольнеобразной выработки: а – вертикальное давление с кровли выработки; б – боковое давление; в – вертикальное давление с подошвы выработки; г – действие давления с разных направлений

В монолитных скальных породах выработки без крепления могут сохраняться длительное время. В песчаных неустойчивых грунтах необходимо немедленно подводить временную или постоянную крепь.

На устойчивость кровли выработки влияют ее форма и размеры. Более устойчива кровля выработок сводчатой формы и небольшого пролета (ширины). При обрушении плоской кровли в ней образуется естественный свод, который называют сводом обрушения (сводом давления).

Существенное значение для строительства и эксплуатации тоннелей имеет гидростатическое давление. Проходка горной выработки или разработка котлована нарушает естественный водный режим в грунтовом массиве. Особенно это проявляется в водоносных грунтах. Грунтовые воды из окружающей породы оттекают к выработке, откуда их необходимо откачивать на поверхность. Это приводит к понижению первого уровня грунтовых вод в грунтовом массиве. В этот период обделка почти не испытывает

давления от грунтовых вод. Для предотвращения поступления воды в построенный тоннель выполняют гидроизоляционные работы: контрольное нагнетание цементного раствора за обделку, зачеканивание швов, наружная оклеечная или внутренняя гидроизоляция. После выполнения этих работ поступление воды в тоннель прекращается, она начинает заполнять трещины и пустоты в окружающих тоннель породах и насыщать их водой. Уровень грунтовых вод начинает постепенно повышаться и через некоторое время достигает своего первоначального положения или даже подымается немного выше. Над тоннелем образуется слой воды, а обделка начинает испытывать давление от напора грунтовых вод, которое называют гидростатическим давлением.

Обделка тоннелей производится из конструкций, обеспечивающих высокую степень прочности, стойкости, долговечности и надежности в период заданного срока эксплуатации. Наиболее приемлемым материалом для такого вида инженерных сооружений может служить железобетон или, в отдельных случаях, чугун, возможно также использование керамических изделий в виде кирпича или сборных блоков.

#### **5.4 Конструктивные решения тоннелей**

В последние годы наиболее распространёнными видами конструктивных решений тоннелей разного назначения являются тоннели с использованием сборных железобетонных конструкций. Типовые серии 3.006-2, 3.006-3 предусматривают разнообразные варианты таких тоннелей, которые условно можно разделить на односекционные, двухсекционные и многосекционные.

Унифицированные сборные конструкции для односекционных тоннелей складываются из угловых стенных элементов в сочетании с плитами покрытия и днища, для двухсекционных предусмотрен дополнительный ряд промежуточных колонн, на которые укладываются продольные прогоны, а на них опираются плиты покрытия. На рисунке 5.6 приведены конструктивные решения таких типов тоннелей – односекционных и двухсекционных.

Для тоннелей с угловыми стенными элементами предусмотрены габаритные размеры по высоте 2,1; 2,4; 3,0 и 3,6 м, ширина по внутренним габаритам стен для односекционных тоннелей – 1,5; 1,8, 2,1 м, а для двухсекционных – 2,4; 3,0; 3,6 и 4,2 м. Длина сборных элементов в продольном направлении составляет 3,0 м. Соединение блоков по длине производится «в четверть» по стенам и днищу и со шпонками в покрытии.

Существуют также конструкции тоннелей в виде замкнутых целостных элементов – объемных блоков или в виде кладки из искусственных (природных) материалов. Наиболее технологичны и удобны в строительстве объемные блоки, на которые также разработаны типовые серии. На рисунке 5.7 приведены варианты тоннелей из объемных блоков и искусственных материалов. Такие решения позволяют компоновать односекционные, двухсекционные или многосекционные тоннели в зависимости от их назначения, условий строительства и эксплуатации.

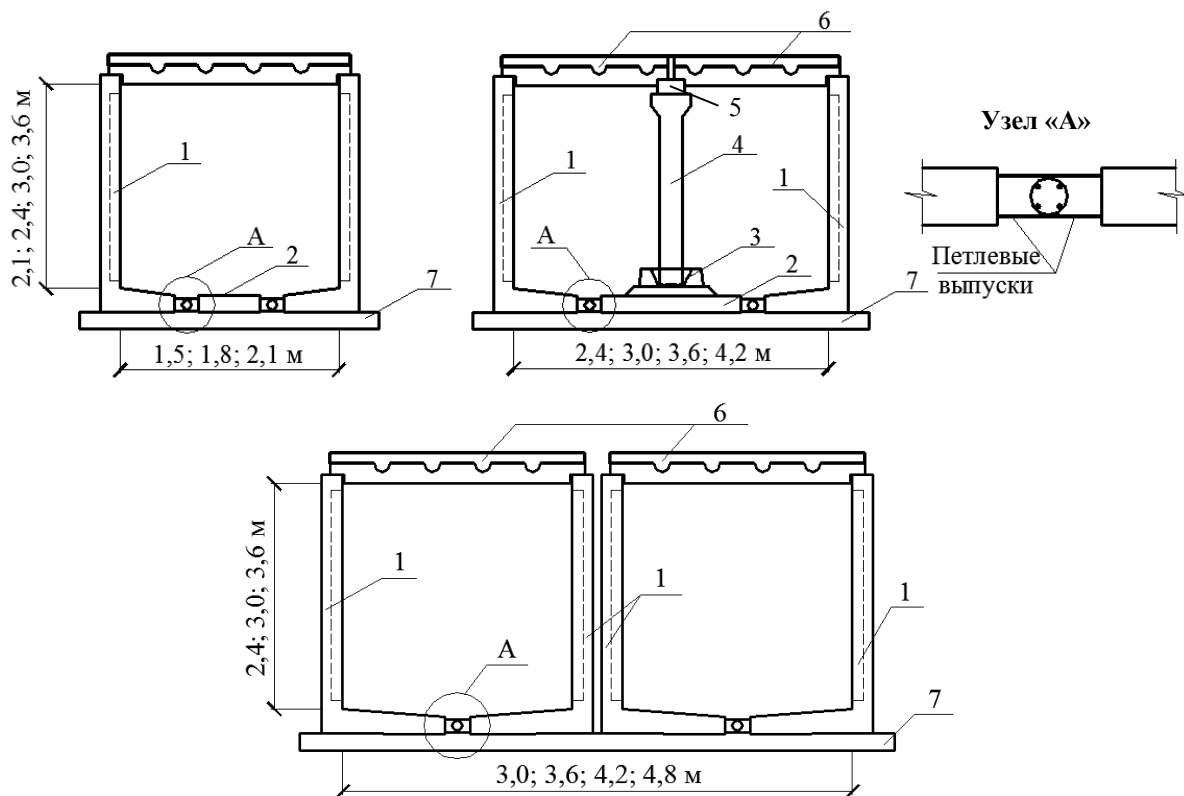


Рисунок 5.6 – Конструктивные решения унифицированных сборных железобетонных тоннелей:  
а – односекционные; б – двухсекционные с внутренней колонной; в – двухсекционные с угловым элементом; 1 – угловые элементы; 2 – плита днища; 3 – фундаменты; 4 – колонна; 5 – продольная балка; 6 – плиты покрытия; 7 – бетонная подготовка, 100 мм

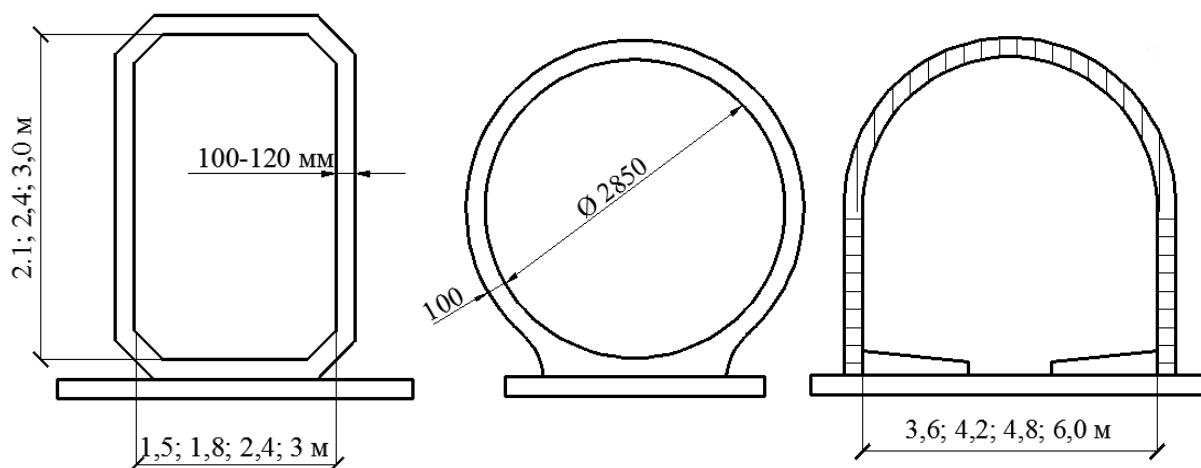


Рисунок 5.7 – Варианты тоннелей из объемных блоков и кладки:  
а – прямоугольные объемные блоки; б – кольцевые объемные блоки; в – кладка тоннелей отдельными мелкими блоками

Приведенные разновидности конструктивных решений тоннелей могут использоваться для транспортных нужд (автомобили, железные дороги, метрополитены), технологических целей (водогонь, канализация, коммуникационные системы, теплотрассы, газопроводы и др.), пешеходных нужд, военных целей и многого другого.

В тоннелях в обязательном порядке предусматриваются входные колодцы для людей и монтажные отверстия для установки технологического оборудования. Через



60–100 м по длине тоннелей устраиваются температурно-деформационные швы, обеспечивающие деформативность железобетонных или каменных конструкций в условиях перепада температур и проявления податливости грунтовых оснований.

Разработаны конструкции тоннелей в случае их размещения под автодорогами на глубину до верхней поверхности тоннеля на 0,5–6 м, под железнодорожными путями – на глубину от низа шпал до верха тоннеля на – 1–4 м, в середине цехов промсооружений – на глубину до 6 м. Нормативными документами рекомендовано размещать тоннели не менее чем на 0,7 м от поверхности земли.

В грунтах природной влажности тоннели сверху покрывают оклеечной гидроизоляцией из двух слоев гидроизола или акваизола на битумной мастике. Сверху ее защищают слоем цементно-песчаного раствора толщиной 30–40 мм. Стены два раза обмазывают горячим битумом.

При наличии грунтовой воды оклеечную гидроизоляцию необходимо размещать под днищем, а также на стенах до высоты 0,5 м выше расчетного уровня грунтовых вод. Под днищем каналов и тоннелей грунтовое основание утрамбовывают и по нему производят песчаную подсыпку для каналов, а для тоннелей – бетонную подготовку толщиной 90–120 мм. Все монтажные швы сборных элементов заполняют цементным раствором марки М10–М15.

Сборные элементы каналов и тоннелей производят из бетонов класса С20/25, С25/30, а также учитывается повышенная марка по водонепроницаемости W6–W8. Армируются конструкции сварными или вязанными сетками и каркасами из арматуры классов А400С, А240, а также обычной проволоки В500.

### **5.5 Расчет каналов и тоннелей неглубокого заложения**

В большинстве случаев конструкции тоннелей и каналов находятся в условиях сложного влияния различных силовых факторов. Здесь присутствуют как внешние силовые влияния (давление грунта, наличие на поверхности земли временных или постоянных нагрузок, гидростатическое давление от грунтовой воды, неравномерное оседание грунтового основания, сейсмические влияния и многие другие), так и внутреннее влияние (вес внутренних коммуникационных систем, температурные перепады, дополнительное давление от заполнения тоннелей, разные аварийные ситуации, проведение ремонтных работ и т. д.). Дополнительно следует учитывать агрессивные влияния на конструкции, связанные с транспортированием промстоков, бытовой канализации и других химических веществ.

Сложной является задача по определению расчетной схемы тоннелей. При этом в такой схеме должно учитываться не только поперечное сечение тоннеля, но и продольное. То есть тоннель – это сложная пространственная конструкция.

Все эти обстоятельства учесть одновременное очень сложно, поэтому на современном этапе развития существующих методов расчета приняты некоторые упрощения и ограничения в подборе, расчетных схемах и назначении нагрузок на конструкции тоннелей. В частности, для расчетных схем принимается общий вид только поперечного сечения тоннелей, продольный параметр во внимание не принимается.

Несколько упрощаются и узлы соединения конструкций (шарнирные или жесткие), податливость конструкции не учитывается (см. п. 8.5).

Нагрузки, действующие на туннельную обделку, подразделяют на постоянные и переменные. К постоянным нагрузкам относятся собственный вес конструкции; вес зданий и других сооружений на поверхности земли; давление грунтовых пластов и гидростатическое давление. Переменные нагрузки включают: вес технологического оборудования в тоннеле; нагрузки от движения поездов в середине тоннеля и от наземного транспорта; внешнее давление, появляющееся в процессе проведения проходческих работ (от нагнетания раствора за обделку, при щитовой прокладке – давление от гидроцилиндров и др.).

В практике проектирования тоннелей для определения усилий горного давления в нашей стране используется теория профессора М. М. Протодяконова, по которой горное давление определяют исходя из предположения, что над тоннелем образуется свод давления (свод обрушения), внутри которого порода разрыхлена и давит на обделку. Вес породы, расположенный вне этого свода, не оказывает давления на обделку тоннелей.

Если проходка тоннелей расположена на сравнительно небольших глубинах (5–10 м) в переслаивающихся песчано-глинистых грунтах, то свода обрушения над тоннелем не образуется, а осадка может доходить до поверхности земли. В этом случае вертикальное горное давление создается весом столба породы (грунта) между кровлей выработки и земной поверхностью.

Давление воды принимают соответствующим высоте напора, определенной для пласта грунта, в котором заложен тоннель.

Для тоннелей, сооружаемых открытым способом в котлованах, вертикальная нагрузка состоит из веса грунта, засыпанного над тоннелем, временно складированных материалов и воздействия движущегося наземного транспорта.

Переменные нагрузки, которые могут действовать на обделку тоннелей во время строительства или эксплуатации, определяют на основании нормативных документов для этих видов нагрузок. Особое внимание заслуживают сейсмические нагрузки, проявляющиеся в сейсмически небезопасных районах.

Кроме постоянных и переменных нагрузок, при расчете внешних обделок тоннелей (это могут быть отдельные блоки или объемные конструкции) следует учитывать также инженерно-геологические и гидрогеологические условия, при этом обделку, то есть поперечное сечение тоннеля, рассчитывают на самое неблагоприятное сочетание нагрузок, для которых коэффициент надежности принимается от 1,2 до 1,4.

Обделка является постоянной конструкцией, предназначенной для надежного закрепления внутренней поверхности горной выработки и придания ей правильного, соответствующего проекту очертания. Обделка тоннеля должна воспринимать горное давление или давление грунта по всему контуру выработки, гидростатическое давление подземных вод, переменные нагрузки, передаваемые с поверхности земли (при мелком заложении тоннеля), сейсмические воздействия и другие нагрузки. Обделка является несущей конструкцией, она должна обладать достаточной прочностью, устойчивостью и водонепроницаемостью. В связи с этим при выборе конструкции и защитных материалов обделок тоннелей обязательно учитываются геология и гидрогеология участка

строительства, глубина заложения тоннелей, габарит приближения строений существующих зданий, климатические и сейсмические условия, эксплуатационные требования, способы производства строительных работ, трудоемкость возведения работ и их стоимость [4, 14].

Тоннели неглубокого заложения, как и каналы, чаще всего возводят открытым способом. В этом случае расчетную нагрузку от веса грунта на покрытие и стены – вертикальную  $p_1$  и горизонтальную  $p_2$  – определяют по формулам:

$$p_1 = \gamma_f \cdot p_{\kappa_1} = \gamma_f \cdot \rho \cdot h; \quad (5.1)$$

$$p_2 = \gamma_f p_{\kappa_2} = p_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (5.2)$$

где  $h$  – расстояние от поверхности земли до верхней поверхности тоннеля, м;  
 $\rho$  – средняя плотность грунта в зависимости от вида грунта и его влажности 16–20 кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2;

$\varphi$  – нормативный угол внутреннего трения, находящийся в пределах 25–45°.

Распределение нагрузки от давления грунта приведен на рисунке 6.8, а.

В расчетах нагрузок на конструкции каналов и тоннелей обязательно учитывают временную нагрузку на поверхности земли от автотранспорта. Значение нагрузок (НК и АК) приведены в ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» [4].

Для тоннеля под автодорогами принимают нагрузку от двух колонн трехосных автомобилей НК-30 (с максимальным давлением на ось  $P_k = 120$  кН; рис. 5.9, а), в других случаях, то есть когда тоннель расположен не под автодорогой, учитывают нагрузку от одной колонны двухосных автомобилей НК-10 (с максимальным давлением на ось  $P_k = 95$  кН; рис. 5.9, б). При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1,4. Таким образом, расчетная нагрузка от колес ( $P$ ) составляет  $1,4P_k$ .

Расстояние между колесами автомобилей в поперечном направлении принимают соответственно изображено на рисунке 5.9, в. Опорную площадку одного колеса принимают равной 0,2 м в продольном и 0,6 м в поперечном направлении (рис. 5.9, г). Учитывается также равномерно распределенная нагрузка АК (А8 и А11), если тоннель проходит под автодорогой.

Вертикальное давление на глубине от поверхности земли  $h < 1,2$  м определяют по формуле:

$$p_1 = \frac{P}{a \cdot b}; \quad (5.3)$$

где  $a$  и  $b$  – размеры площади давления на изменяемой глубине  $h_{\text{вар}} (см. рис. 5.8, б; рис. 5.9, г). При глубине  $h \geq 1,2$  м давление от автомобилей принимают в виде вертикальной нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$ ) характеристического значения  $P_{\kappa_1} = 20$  кН/м<sup>2</sup> (рис. 5.8, г).$

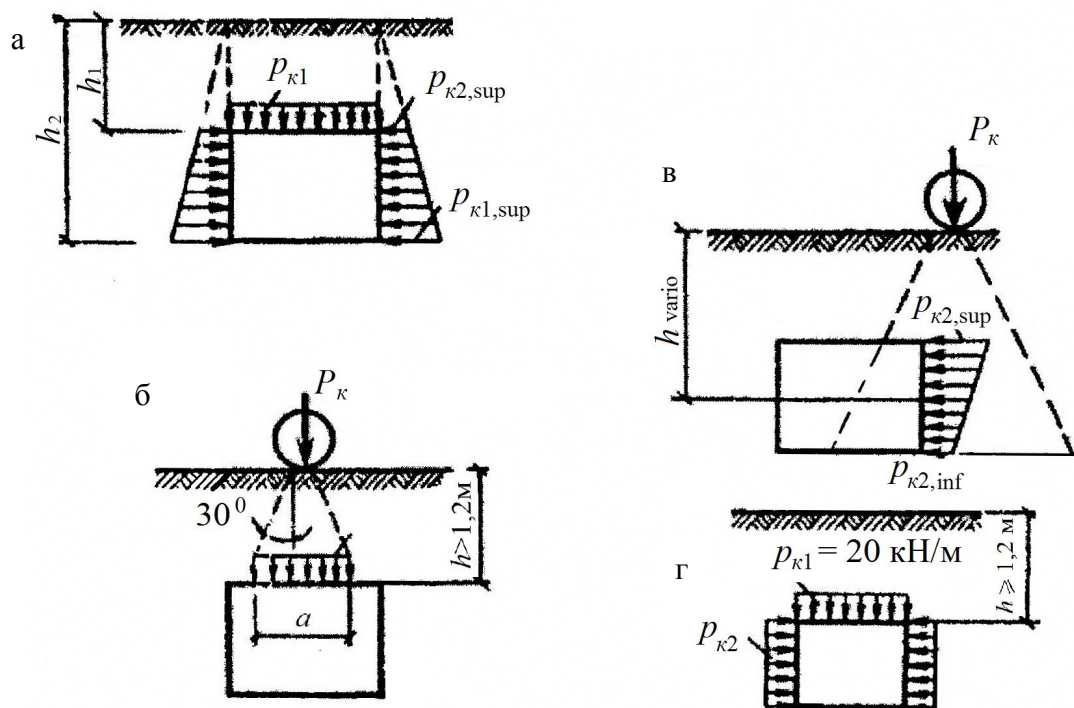


Рисунок 5.8 – Схемы нагрузок на подземные каналы и туннели:

а – вертикальное и горизонтальное давление от грунта; б – вертикальное давление от транспортной нагрузки на поверхности земли при  $h < 1,2$  м; в – горизонтальное давление от транспорта при  $h < 1,2$  м; г – вертикальное и горизонтальное давление на поверхность тоннеля от автотранспорта при  $h \geq 1,2$  м

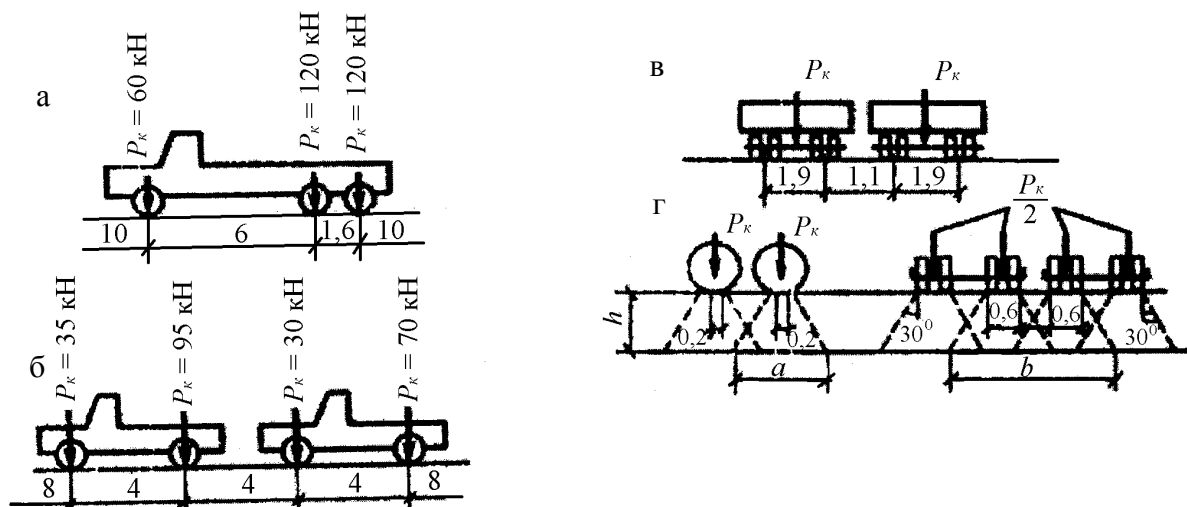


Рисунок 5.9 – Схемы нагрузок от автомобилей:

а – расположение осей и нагрузки на ось для автомобилей НК 30; б – то же, для нагрузки НК 10; в – расстояние между колесами автомобилей в поперечном направлении; г – распределение давления от опорной площади колеса автомобиля

Горизонтальное давление грунта и нагрузка на поверхности земли в обоих случаях определяют по формуле (5.2) с эпюрами моментов, изображенными на рисунке 5.11, а, б, в.

Могут рассматриваться три основные типы расчетных схем каналов и тоннелей (рис. 5.10, а, б, в).

В подземных сооружениях вся вертикальная нагрузка от перекрытия и стен уравнивается реактивным отпором грунта, который считают равномерно распределенным по подошве дна.

Плиты покрытия каналов и тоннелей рассчитывают по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием на опорах. Стены, жестко соединенные с дном в односекционных каналах и тоннелях – по схемам, изображенным на рис. 5.10, а, б, в.

Дополнительно к усилиям  $M$  в элементах тоннелей появляются также усилия  $N$  и  $V$ , которые необходимо учитывать при расчетах несущей способности дна, стен и покрытий. Наиболее напряженными зонами в каналах и тоннелях являются нижние узлы соединения между стенами и дном, поэтому эти места армируют, как правило, только двойными сетками для дна и стенок. В этих узлах устраивают вуты, чтобы уменьшить концентрацию напряжений в местах соединения стенок и дна. В этих вутах для большей надежности соединения стен и дна устанавливают также наклонные стержни. Диаметр рабочей арматуры принимается в пределах 8–12 мм. Класс арматуры в большинстве случаев А400С, класс бетона В16/20; В20/25.

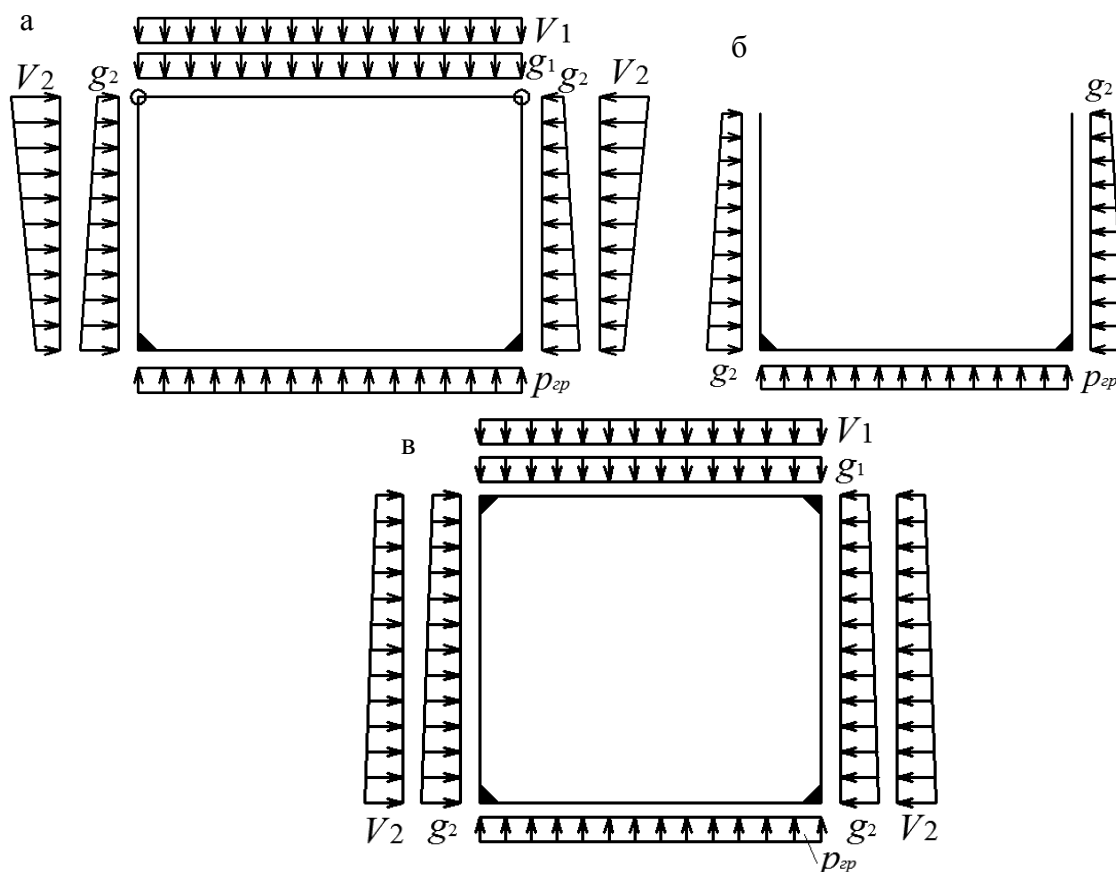


Рисунок 5.10 – Возможные расчетные схемы тоннелей:  
а – в виде перевернутой П-образной рамы с распоркой и шарнирным соединением; б – в виде перевернутой П-образной рамы без распорки; в – в виде замкнутой прямоугольной рамы

Расчетная схема в виде перевернутой П-образной рамы принимается на случай строительства и ремонта тоннелей.

Если тоннель сооружается в виде сводчатой системы, то методы расчета к ней применяются как для арок безшарнирного типа. Применяется загрузка только от давления грунтовой среды. Для водогонных коллекторов (тоннелей) в зависимости от уровня заполнения тоннеля водой используется дополнительная нагрузка от давления воды. Для транспортных тоннелей нагрузками на днище служат транспортные потоки (автомобильные, железнодорожные, пешеходные и др.) [23, 24, 29].

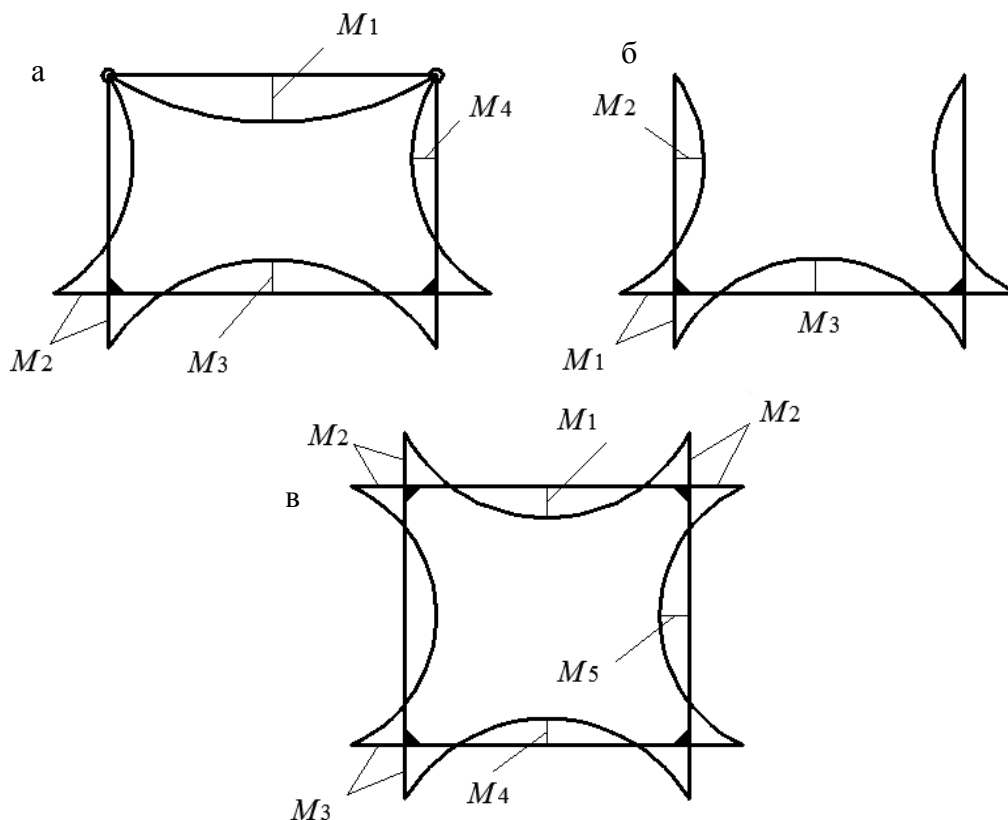


Рисунок 5.11 – Общий вид эпюр моментов для расчетных схем, приведенных на рисунке 5.10

В большинстве случаев конструкции тоннелей рассчитывают только по первой группе предельных состояний (прочности, устойчивости, выносливости). И только для тонкостенных конструкций тоннелей в зависимости от назначения могут выполняться расчеты по второй группе предельных состояний (определение перемещений, трещиностойкости и угла поворота).

Эффективность тоннелестроения в мировой практике повышается вследствие дальнейшего усовершенствования и широкого внедрения прогрессивных конструкций и технологий, осуществления комплексной механизации работ на основе научно-технического прогресса, повышения производительности труда, снижения стоимости и материалоемкости инженерных сооружений тоннеля.

Для успешного решения этой задачи научные и проектные организации разрабатывают новые индивидуальные и типовые решения, а строители внедряют гибкую технологию массового строительства на основании использования более унифицированных конструкций преимущественно заводского изготовления, используют инвентарную технологическую опалубку для строительства ускоренными методами.

Разрабатывается номенклатура эффективного оборудования универсального вида для использования в различных условиях при строительстве тоннелей; применяются новейшие материалы (бетоны, растворы, арматуру) для повышения долговечности и надежности эксплуатации конструкций инженерных сооружений.

### **5.6 Вопросы к разделу 5**

1. В чем состоит принципиальное отличие каналов от тоннелей?
2. Конструктивные требования к устройству каналов.
3. Разновидности тоннелей и их назначение.
4. Что такое тоннели глубокого и мелкого заложения?
5. Способы сооружения тоннелей.
6. Что такое горная выработка?
7. Типы обделок тоннелей.
8. Разновидности горного давления.
9. Наиболее распространенные конструктивные решения тоннелей.
10. Методика расчета каналов и тоннелей неглубокого заложения.
11. Виды нагрузок на тоннели.
12. Армирование тоннелей согласно эпюр внутренних усилий для изгибающих моментов.
13. Расчетные схемы прямоугольных односекционных тоннелей.

## 6 СООРУЖЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА

Сооружения, рассматриваемые в этом разделе, имеют различное назначение, но в конструктивном отношении они все относятся к сооружениям башенного типа. Для этих сооружений основной нагрузкой является собственный вес и давление ветра. Расчетная ветровая нагрузка, изменяющаяся по высоте сооружения, определяется с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра. В гибких сооружениях цилиндрической или квадратной формы действие ветра вызывает колебания, перпендикулярные направлению его потока, поэтому для таких сооружений, кроме расчета на скоростной напор с учетом пульсаций, производится еще и поверочный расчет на резонанс. Дополнительно сооружения башенного типа рассчитываются на вертикальный изгибающий момент, вызванный искривлением оси башни от ветра.

К числу сооружений башенного типа относятся дымовые трубы, водонапорные башни, радиорелейные и радиотелевизионные башни, опоры линий электропередач, аэродромно-диспетчерские вышки, морские маяки, градирни и другие сооружения. Каждый вид данных инженерных сооружений имеет свою специфику расчета, особенности конструктивного решения, условия эксплуатации, поэтому для этих сооружений используются отдельные нормативы и определенные рекомендации по надежной и безопасной их эксплуатации.

Необходимо отметить, что большинство сооружений башенного типа имеют повышенную деформативность, особенно верхней половины сооружения, что приводит к значительному искривлению вертикальной оси. Проявление прогиба рассматриваемых сооружений, вызванного воздействием ветровой нагрузки, температурным влиянием и поворотом фундамента, приводит к тому, что возникают дополнительные моменты от выше расположенных вертикальных нагрузок (собственный вес конструкций, вес технологического оборудования, переменная полезная нагрузка и др.). Это приводит к необходимости произведения расчета сооружений башенного типа по деформированной схеме, что не характерно для ранее рассмотренных других инженерных сооружений. Такой расчет не требуется для градирен и других сооружений, у которых отношение высоты к нижнему диаметру сравнительно невелико (в пределах  $H/D = 1:2 - 1:3$ ).

Все остальные нагрузки, действующие на стволы башенных сооружений, приведены в соответствующем нормативном документе ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» [1].

В настоящем разделе рассматриваются только два вида инженерных сооружений башенного типа: водонапорные и радиотелевизионные башни; с другими сооружениями можно ознакомиться в дополнительной специальной литературе.

### 6.1 Водонапорные башни

#### 6.1.1 Разновидности водонапорных башен

Водонапорными башнями называются сооружения, предназначенные для установки на определенной высоте резервуаров для воды, в отдельных случаях и для других жидких материалов. Эти сооружения относятся к системам водоснабжения



населенных пунктов или отдельных объектов и служат для создания напора воды в водопроводных сетях при отсутствии или временной остановке насосных станций, а также для регулирования водопотребления или предотвращения гидравлических ударов.

В состав конструктивной части водонапорной башни входят фундамент (кольцевой или сплошной круглый), опорный ствол (круглый, квадратный или более сложной формы) и технологический резервуар.

Основные параметры водонапорных башен – объем резервуара и отметка расположения его по высоте, которые влияют на общие габариты сооружения, – устанавливаются на основании потребности в использовании воды и технологических расчетов. Объемы резервуаров весьма разнообразны: от нескольких десятков до нескольких тысяч кубических метров. Унифицированные объемы равны 50, 100, 200, 300, 500, 800 и 1200 м<sup>3</sup>. В индивидуальном порядке могут изготавливаться и большие объемы.

Практика строительства и эксплуатации водонапорных башен показывает, что большинство из них возводится из железобетонных или кирпичных конструкций, однако существуют варианты, когда фундамент и опора железобетонные, а резервуар – металлический с утеплением (так называемое смешанное решение). Существуют и металлические опоры-стволы.

Чтобы оградить резервуар от температурных воздействий внешней среды, его утепляют или над ним устраивают шатер. При шатровом решении резервуар внутри башни может быть открытым. Иногда вместо шатра вокруг бака возводят галерею (полусхатер высотой 2–2,5 м), в этом случае верхнюю часть закрытого резервуара утепляют.

Разновидности водонапорных железобетонных башен приведены на рисунке 6.1.

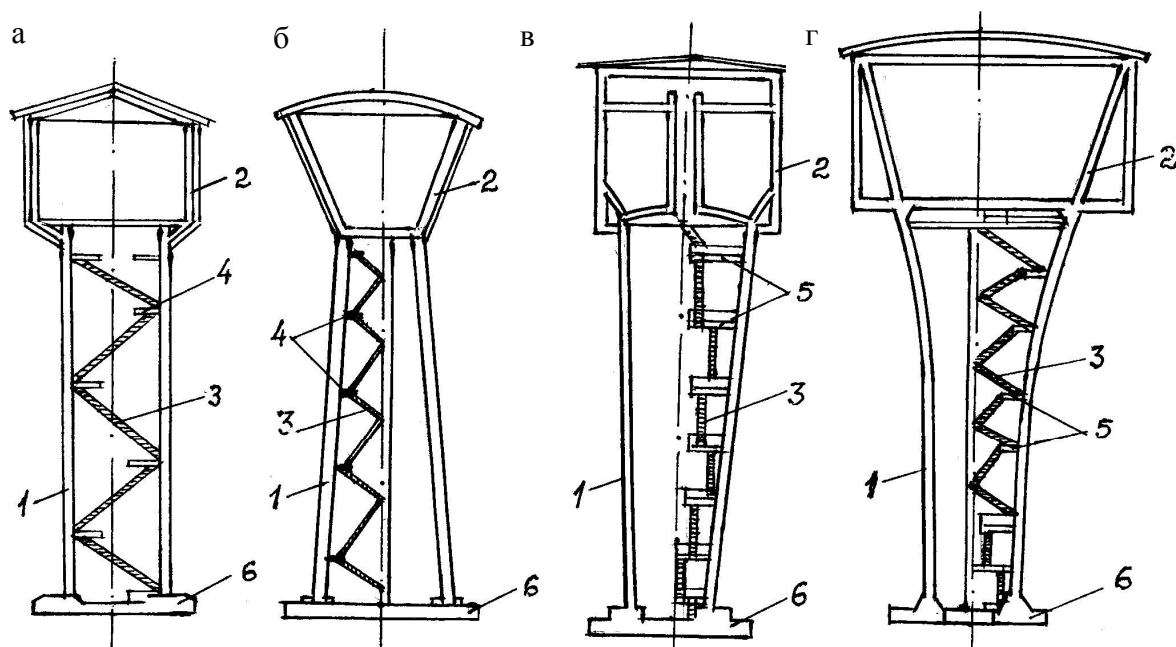


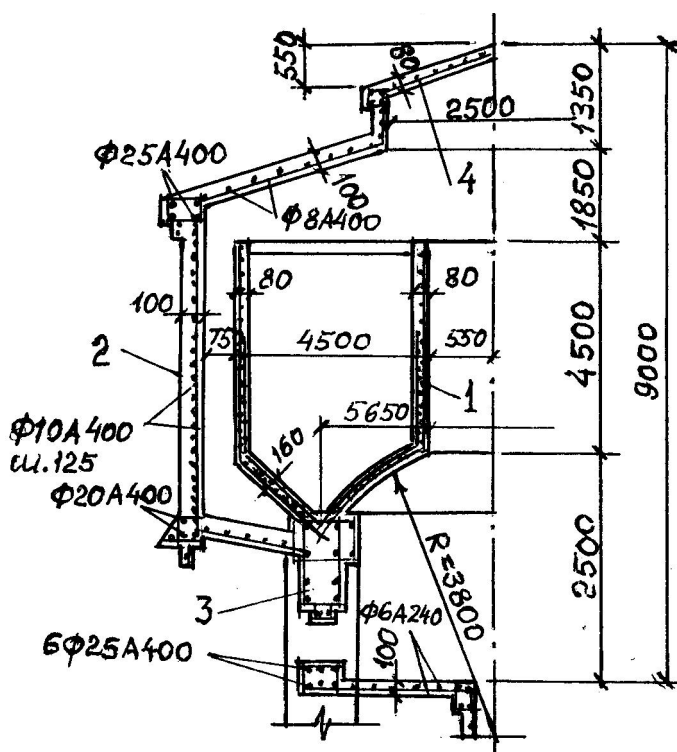
Рисунок 6.1 – Разновидности опор-стволов и резервуаров железобетонных водонапорных башен:  
 а – цилиндрический ствол с плоским дном резервуара; б – конический ствол с плоским дном резервуара; в – конический ствол с расширением вверх и криволинейным дном резервуара; г – гиперболический ствол с плоским дном резервуара; 1 – ствол-опора; 2 – резервуар; 3 – лестницы; 4 – металлические площадки; 5 – железобетонные площадки; 6 – фундаменты

При смешанном конструктивном решении водонапорных башен металлический резервуар выполняется в виде бака с цилиндрической вертикальной стенкой и дном различной формы – коническим, сферическим, плоским или более сложной конфигурации. Металлические резервуары с плоским дном свободно устанавливаются на верхней достаточно жесткой площадке железобетонной башни-опоры в виде плиты большой толщины (300–400 мм) или плиты, усиленной ребрами.

Железобетонные резервуары в практике строительства водонапорных башен в Украине встречаются очень редко. В зарубежной практике (страны Европы, Америки, Азии) железобетонные резервуары в водонапорных башнях встречаются намного чаще. Среди различных типов таких резервуаров наиболее распространены круглые в плане вертикальные цилиндрические резервуары – чаще с плоскими днами (рис. 6.1, а, б), реже с днами более сложных конструктивных форм (рис. 6.1, в, г) и гиперболическими формами стволов. Гиперболические башни и конические с расширением кверху нередко применяются для архитектурной выразительности их форм в сочетании с окружающей средой.

Особого внимания заслуживает железобетонный резервуар с криволинейной формой дна, или т. н. резервуар имени Интце. Этот резервуар опирается на кольцевую железобетонную обвязочную балку, уложенную по периметру опорного ствола водонапорной башни (рис. 6.2). Резервуар Интце с дном, образованным шаровой и конической оболочками, имеет преимущества по сравнению с резервуаром с плоским или купольным дном вследствие взаимного погашения распора оболочками и отсутствия поэтому растягивающих напряжений в зоне опорного кольца. В центральной части этого резервуара расположен сквозной цилиндрический колодец с толщиной стенок 80–100 мм, позволяющий выполнять технологическое обслуживание резервуара и шатрового помещения [48].

Рисунок 6.2 – Резервуар системы Интце:  
1 – емкость для хранения воды;  
2 – наружный защитный цилиндр;  
3 – опорная кольцевая железобетонная балка;  
4 – защитный шатер (армирование резервуара показано схематически)



В практике строительства и эксплуатации водонапорных башен используются железобетонные резервуары с коническими стенками толщиной 150–200 мм и более, а также со стенками, очерченными по поверхностям отрицательной гауссовой кривизны (рис. 6.3). Днища таких резервуаров делают сферическими, коническими или плоскими.

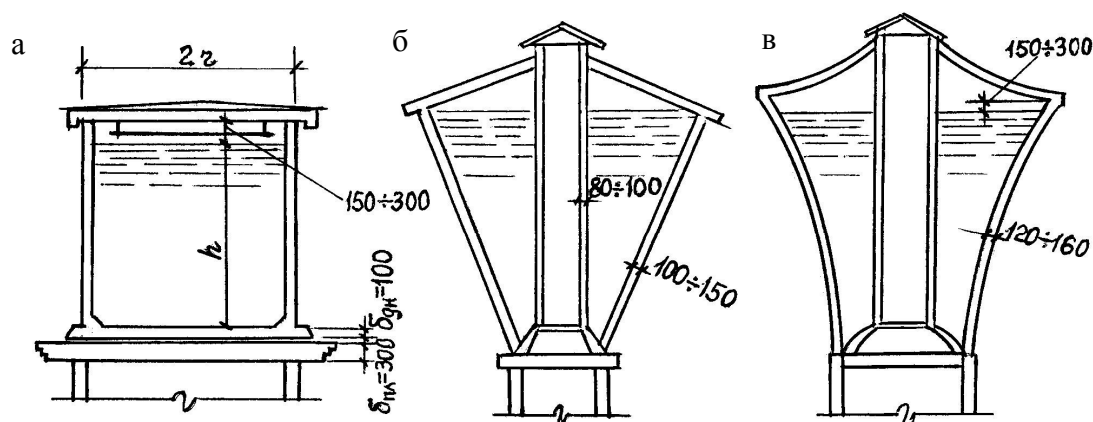


Рисунок 6.3 – Различные формы железобетонных резервуаров:  
а – цилиндрические; б – конические с внутренней шахтой-колодцем;  
в – гиперболические с внутренней шахтой-колодцем

Железобетонные цилиндрические резервуары с плоскими днищами постоянной толщины ( $\delta_{дн} = 100–150$  мм), свободно устанавливаемые на башнях, рационально применять при вместимости 500–600 м<sup>3</sup> и при отсутствии сейсмических воздействий. При такой конструкции резервуара требуется устройство достаточно жесткой верхней площадки башни в виде плиты толщиной 300–400 мм или плиты, усиленной радиальными (перекрестными) балками.

Цилиндрические резервуары вместимостью 1500–2000 м<sup>3</sup> с плоскими днищами требуют устройства опорных башен сложной конструкции, что не всегда оправдано, особенно при высоте опорной части башни более 25–30 м. Резервуары с коническими и гиперболическими по форме стенками имеют минимальную площадь поперечного сечения в местах сопряжения с опорными башнями, что позволяет достаточно рационально избирать габариты опорной башни даже при относительно большой ее высоте (более 30 м).

Нередко круглые в плане железобетонные резервуары (с цилиндрическими, коническими и гиперболическими стенками) проектируются так, чтобы их стенки являлись как бы непосредственным продолжением стенок опорной башни. При таком решении сооружение можно возводить в скользящей или переставной опалубке. Для цилиндрических резервуаров оно приемлемо, если высота резервуара не будет чрезмерно большой  $h \geq (3–4)r$ . В противном случае решение может оказаться неэкономичным ввиду повышенного расхода электроэнергии, используемой для заполнения резервуара водой в период эксплуатации.

Днища и стенки железобетонных резервуаров водонапорных башен выполняются, как правило, из монолитного железобетона, однако это не исключает принципиальной возможности конструирования резервуара из сборно-монолитного или сборного

железобетона. Например, плоское днище цилиндрического резервуара может быть монолитным, а стенки – из сборных элементов с последующим напряжением кольцевой арматурой. На рисунке 6.4 изображена схема водонапорной железобетонной башни с железобетонным коническим резервуаром вместимостью  $100 \text{ м}^3$  и общей высотой 26,75 м. Стенки и покрытие этого резервуара выполнены из сборных железобетонных элементов. Коническая стенка резервуара собрана из 12 одинаковых, трапециевидных в плане, искривленных в одном направлении ребристых панелей длиной 6,45 м. Толщина плиты панели – 100 мм, высота продольных ребер – 200 мм, сечения торцевых ребер имеют сложные очертания и после сборки образуют опорные кольца резервуара [24].

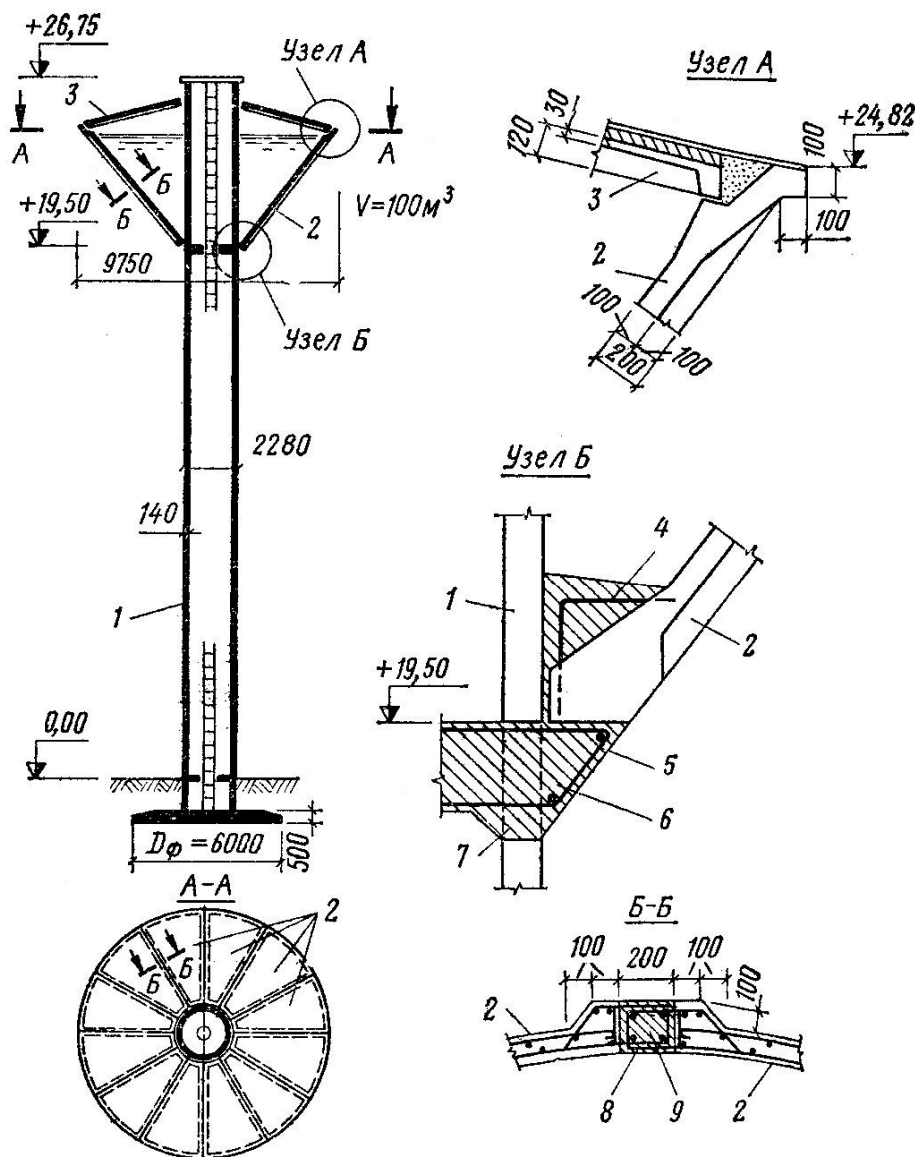


Рисунок 6.4 – Водонапорная башня с резервуаром конической формы из сборного железобетона: 1 – опора из монолитного железобетона; 2 – сборные панели стенки резервуара; 3 – панели покрытия резервуара; 4 – выпуски арматуры из панели 2; 5 – арматура, устанавливаемая в окна в стенке опоры; 6 – часть опоры, бетонируемая после подъема резервуара; 7 – окна в стенке опоры; 8 – петлевые выпуски арматуры, шаг 200 мм; 9 – бетон марки С16/20

Очень важным обстоятельством процесса строительства и эксплуатации железобетонных резервуаров различных типов для водонапорных башен является устройство надежной гидроизоляции. Она выполняется с внутренней стороны с

использованием оклеечных гидроизоляционных материалов и прижимной керамической плитки. В бетон конструкции добавляется специальная добавка («пенетрон» и другие) для повышения марки по водонепроницаемости; используется также наружная кольцевая проволочная арматура с предварительным натяжением на бетон, что существенно повышает трещиностойкость железобетонного резервуара.

### 6.1.2 Опоры для водонапорных башен

Железобетонные опоры водонапорных башен в зависимости от общих конструктивных признаков можно разделить на три группы:

- сплошные опоры–стволы: оболочки, консольные стержни из отдельных пластин или столбов, соединенных между собой по продольным сторонам связевыми элементами;
- многоветвевые сквозные опоры в виде стержневых систем;
- опоры в виде комбинации оболочки и стержневой системы.

Выбор конструктивного решения опоры зависит от высоты башни, объема резервуара и его размеров в плане, особенностей основания и ряда других факторов (наличие производственной базы, квалификации строителей и др.). При высоте башни 25 м и более предпочтение отдается оболочкам. При значительных в плане цилиндрических резервуарах ( $D \geq 10-15$  м) и относительно низких опорах (менее 20 м), а также слабых грунтах более рациональными окажутся стержневые или комбинированные системы.

Унифицированный ряд высот опор  $H$  водонапорных башен, принятый в Украине, России и других странах, равен 3 м:  $H = 9, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42$  м и более.

Железобетонные опоры водонапорных башен в виде оболочек могут иметь форму цилиндра (рис. 6.1, а), усеченного конуса с расширением (рис. 6.1, б) или с ужением (рис. 6.1, в) к опорному основанию или в виде гиперболической двояко вогнутой поверхности (рис. 6.1, г). Эти опоры выполняются из монолитного железобетона с бетонированием в скользящей или переставной опалубке; для цилиндрических опор может быть успешно применен и сборный железобетон. Монолитные гиперболические башни и конические с расширением сверху применяются, в основном, для архитектурной выразительности их форм.

Пример проекта шатровой водонапорной башни из сборных железобетонных элементов с цилиндрической опорной высотой 15 м и диаметром 2,8 м и резервуаром объемом  $100 \text{ м}^3$  показан на рисунке 6.5. Опора башни разрезана на отдельные кольца высотой 5 м, которые соединяются на монтаже болтами с последующим свариванием закладных деталей; каждое кольцо, в свою очередь, собирается из четырех элементов толщиной 100 мм. Все части водонапорной башни запроектированы из сборных железобетонных элементов [24].

Опоры башен в виде стержневых систем могут быть типа пространственной рамы (рис. 6.6) или пространственной сетчатой конструкции (рис. 6.7). В состав рамкой конструкции входят вертикальные (реже наклонные) стойки. Минимальное количество стоек в раме – три. Горизонтальные ригели располагаются по высоте опоры на расстоянии

примерно 5 м и жестко соединяются со стойками. Сечения стоек и ригелей, как правило, прямоугольные.

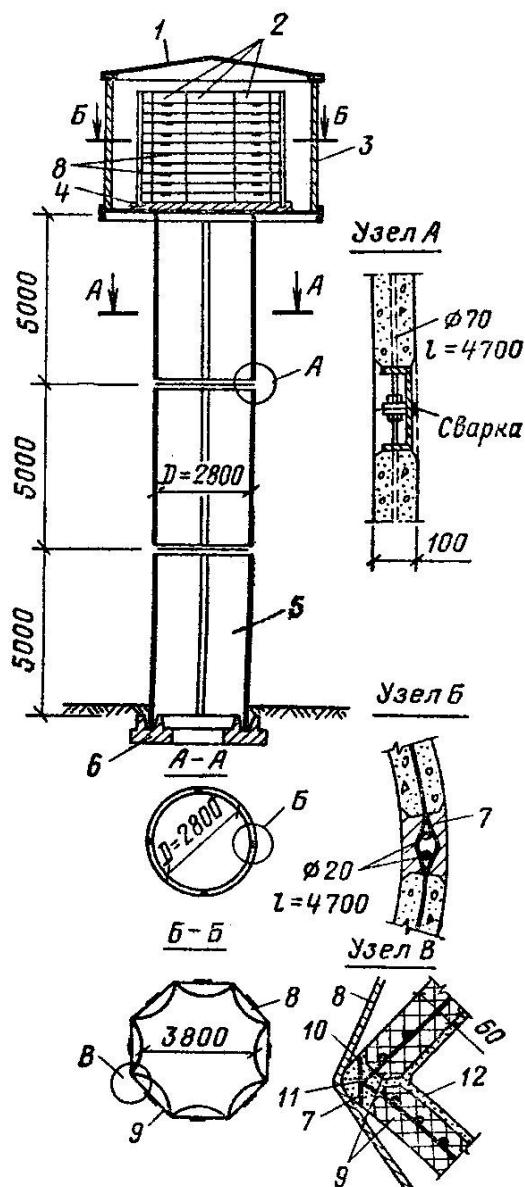


Рисунок 6.5 – Водонапорная башня из сборного железобетона (проект):

- 1 – конический купол покрытия из сборных железобетонных элементов; 2 – резервуар из сборных железобетонных сводчатых скорлуп;
- 3 – панели шатра из ячеистого бетона;
- 4 – сборные плоские плиты по радиальным балкам;
- 5 – опора из сборных цилиндров, составленных из четырех скорлуп;
- 6 – кольцевой фундамент из сборных элементов; 7 – бетон замоноличивания;
- 8 – тяжи; 9 – сборные скорлупы;
- 10 – металлическая обойма; 11 – сваривание выпусков арматуры; 12 – торкрет-бетон

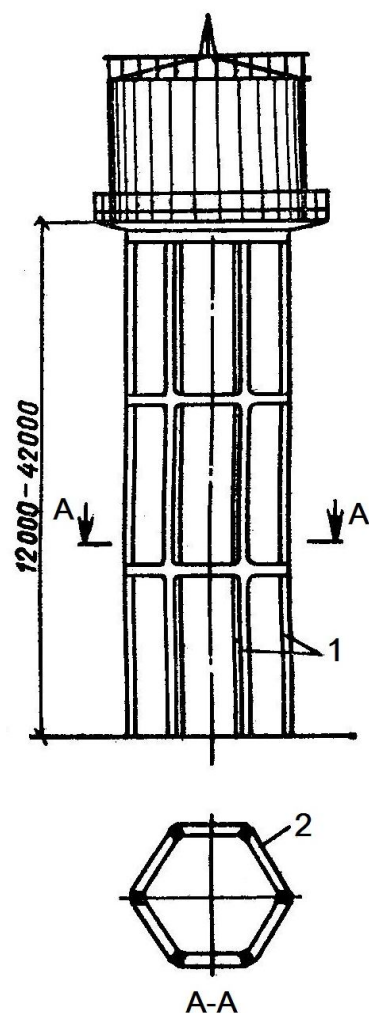


Рисунок 6.6 – Водонапорная башня с опорой рамной конструкции:  
1 – стойка рамы;  
2 – ригель рамы

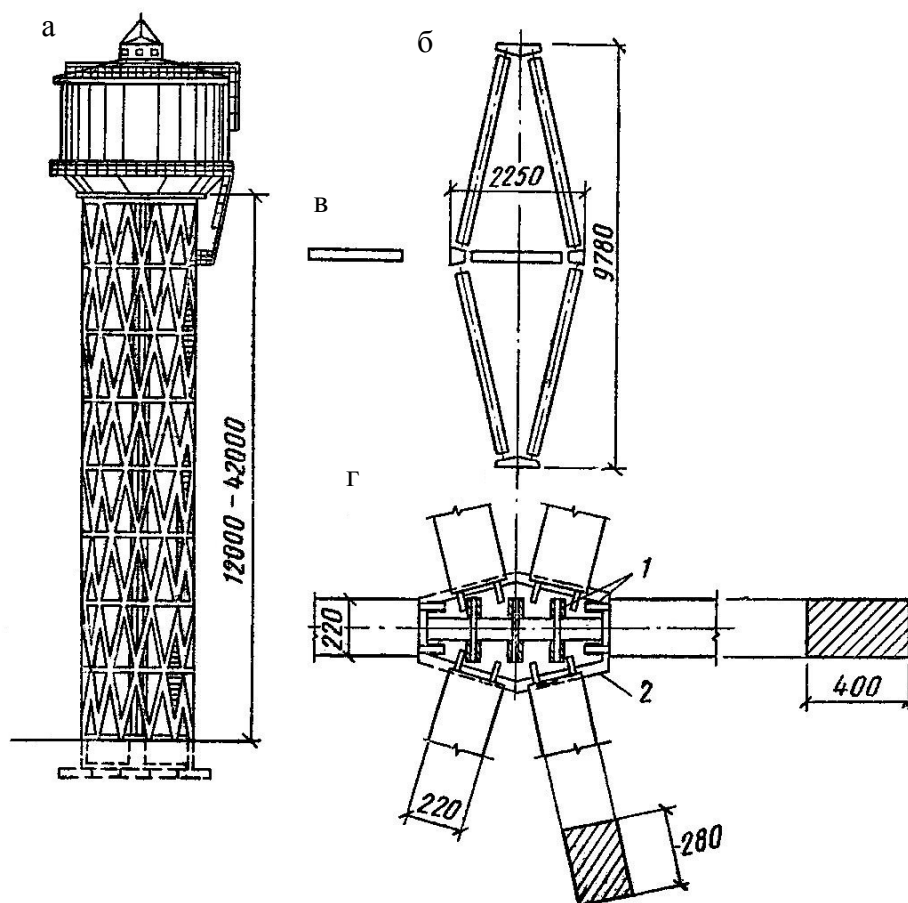


Рисунок 6.7 – Водонапорная башня с опорой пространственной сетчатой конструкции: а – общий вид башни; б – ромбическая панель; в – поясной элемент; г – узел сопряжения сборных элементов; 1 – монтажная сварка; 2 – граница бетона замоноличивания

Размеры сечения стоек избираются в зависимости от объема резервуара, высоты опоры, количества стоек в раме и расстояния между ними в плане. Опоры рамного типа могут выполняться и монолитными и сборными, при этом стыки всех сборных элементов должны проектироваться только жесткими.

Опоры в виде пространственных сетчатых конструкций (рис. 6.7) являются стержневыми системами, в которых узлы сопряжения линейных элементов, а иногда и сами элементы вписаны в цилиндрическую, коническую или гиперболическую поверхность вращения. Опоры этого типа, как и рамные, целесообразно выполнять из сборного железобетона. На рисунке 6.7 показана водонапорная башня сетчатой конструкции с треугольной решеткой, узлы которой вписаны в цилиндрическую поверхность вращения.

Примером опоры комбинированной системы, в состав которой входит пространственная сетчатая конструкция с узлами и линейными элементами, вписанными в поверхность однополостного гиперboloида вращения, может служить водонапорная башня с резервуаром  $1135 \text{ м}^3$ . Резервуар для воды диаметром 19,8 м и высотой 6 м выполнен из монолитного железобетона и установлен на башне высотой 18,3 м. В состав башни входит монолитная железобетонная цилиндрическая оболочка диаметром 2,6 м, которая является центральной опорой резервуара, и пространственная сетчатая конструкция, на которую опирается резервуар по периметру (рис. 6.8).

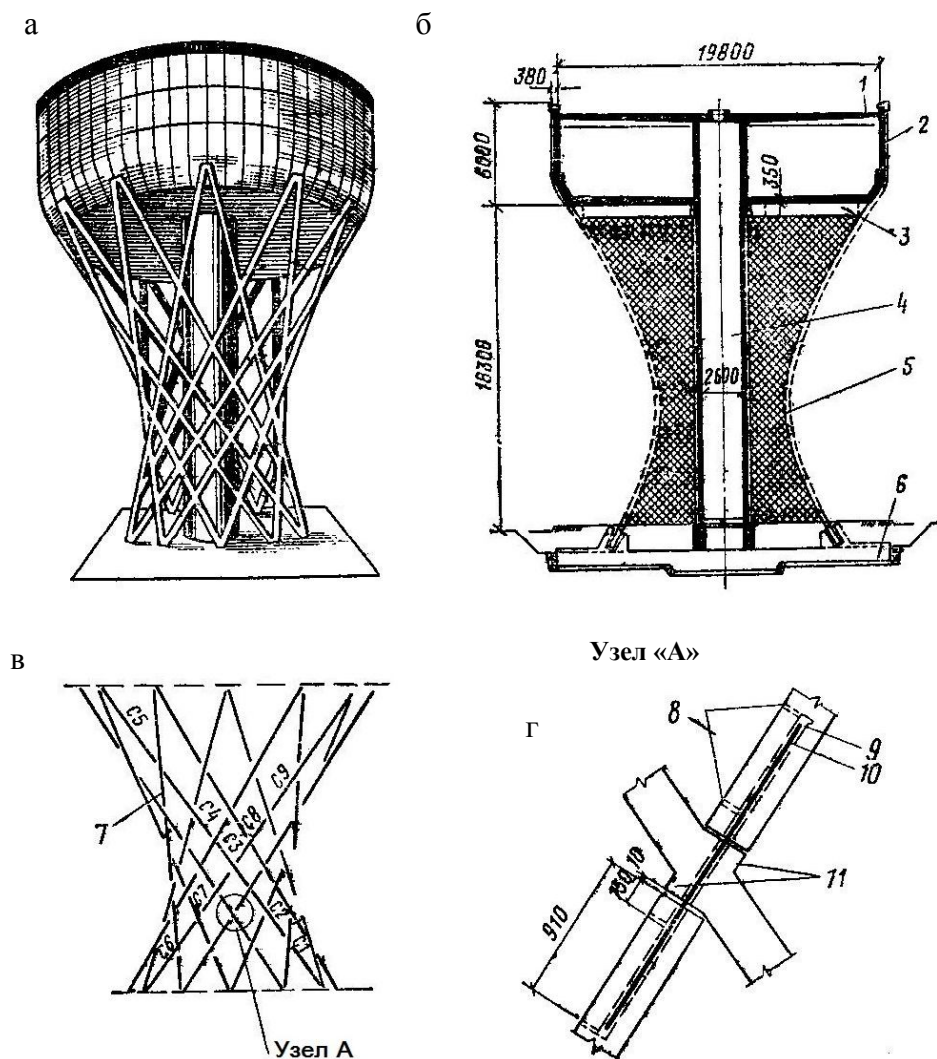


Рисунок 6.8 – Водонапорная башня с опорой комбинированной конструкции: а – общий вид; б – вертикальный разрез; в – монтажная схема решетчатой части опоры; г – стык сборных элементов наклонных ног; 1 – покрытие резервуара; 2 – стенка резервуара; 3 – днище резервуара; 4 – центральная цилиндрическая часть опоры; 5 – решетчатая часть опоры; 6 – фундамент; 7 – ноги; 8 – отверстия для нагнетания растворов; 9 – гнездо; 10 – стальной штырь; 11 – двухсторонние выступы ног

Решетчатая часть опоры, выполненная из сборного железобетона, состоит из 24 пересекающихся прямолинейных ног с сечением  $30,5 \times 30,5$  см. Направление ног совпадает с направлением линейных образующих однополосного гиперboloида вращения. Опора собрана из девяти монтажных элементов различной длины (рис. 6.8, в). Каждый последующий монтажный элемент ноги повернут вокруг своей оси по отношению к предыдущему на  $15^\circ$ . Монтажные элементы соединяются с помощью металлических штырей диаметром 30 мм и длиной около 2,8 м, которые закладываются в специальные гнезда диаметром 50 мм. Гнезда после сопряжения железобетонных элементов заполняются раствором марки 15.



### 6.1.3 Конструктивные решения фундаментов

При выборе типа фундаментов под водонапорные башни в первую очередь учитывают инженерно-геологические условия площадки, а также объем резервуара, высоту сооружения, конструкцию опорной части и другие факторы.

Наиболее распространенными типами фундаментов водонапорных башен являются фундаменты в виде сплошных круглых и кольцевых плит с повышенной частью или без нее (рис. 6.9).

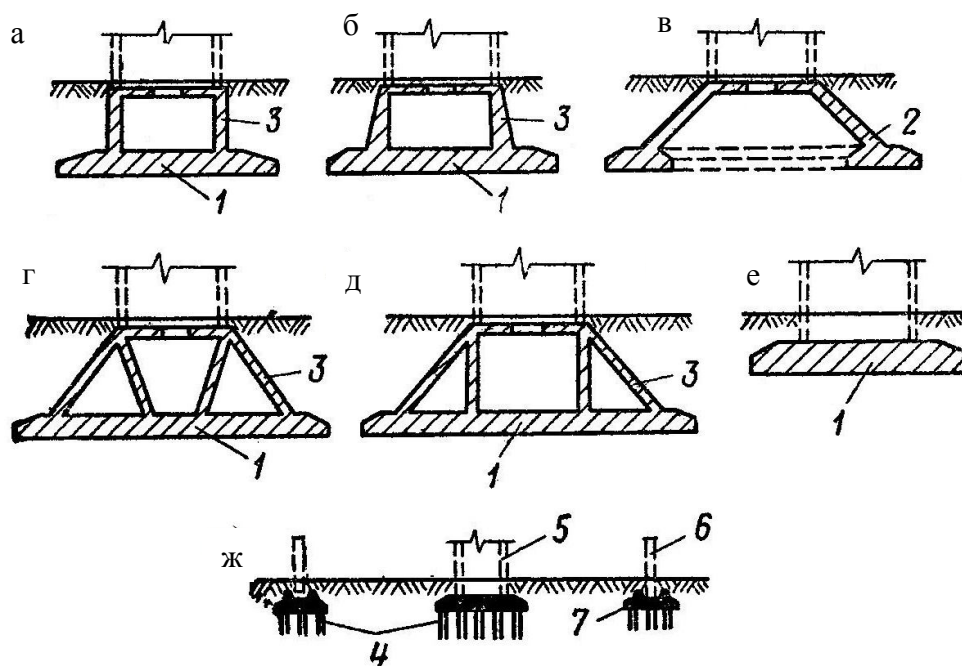


Рисунок 6.9 – Разновидности фундаментов водонапорных башен:

- 1 – сплошная фундаментная плита; 2 – кольцевая фундаментная плита; 3 – повышенная часть фундамента;  
4 – сваи; 5 – центральная опора; 6 – стойки по периметру башни; 7 – отдельные фундаменты

Повышенная часть фундамента жестко соединяется непосредственно с опорой башни и проектируется чаще всего в виде цилиндрической стенки постоянной или переменной толщины. При большой высоте сооружения и слабых грунтах наружный диаметр фундаментной плиты может значительно превышать диаметр нижнего сечения опоры башни. В этом случае повышенная часть может быть решена в виде одной или двух конических оболочек. В опорах смешанной конструкции (т. е. центральная часть и наружная часть башни), имеющих значительные размеры в плане, могут устраиваться отдельные фундаменты под различные части опоры. При слабых и просадочных грунтах возможно применение свайных фундаментов с устройством сплошного плитного ростверка. Для наружных столбчатых опор выполняются кустовые сваи с ростверком стаканного типа или с монолитным ростверком и арматурными выпусками под монолитные колонны.

### 6.1.4 Расчет водонапорных башен

В зависимости от принятого конструктивного и технологического решения расчет водонапорных башен может включать расчет внешнего шатра (если такой имеется); резервуара; основной опоры под резервуар; фундамента.

Расчет резервуара и его конструирование практически не отличается от расчета и конструирования наземных и подземных резервуаров (железобетонных или металлических). При расчете резервуаров учитываются следующие нагрузки и воздействия: постоянные – вес элементов резервуара; воздействие предварительного напряжения, если такое имеется; переменная длительная нагрузка – давление жидкости; кратковременная непродолжительного действия – снеговая или ветровая, а также, при необходимости, сейсмические воздействия. Должны рассматриваться такие основные сочетания нагрузок: все постоянные, давление жидкости и снеговая нагрузка; все постоянные и ветровая нагрузка при опорожненном резервуаре (как более неблагоприятное сочетание). К числу особых сочетаний относятся сейсмическая нагрузка, постоянные нагрузки и загрузка резервуара водой.

При определении усилий  $M, N, V$  в элементах резервуара необходимо учитывать особенности его сопряжения с конструкциями опоры башни (рис. 6.10). Если стенки резервуара очерчены по гиперболической поверхности вращения, то в расчетной схеме они могут быть заменены вписанными коническими оболочками, жестко связанными по линиям контактов (рис. 6.11). Статический расчет оболочек вращения, замененных вписанными коническими оболочками, выполняется с использованием стандартных программ «SCAD» или «Ли́ра», а также в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий» (НИИЖБ Госстроя СССР. М. : Стройиздат, 1979).

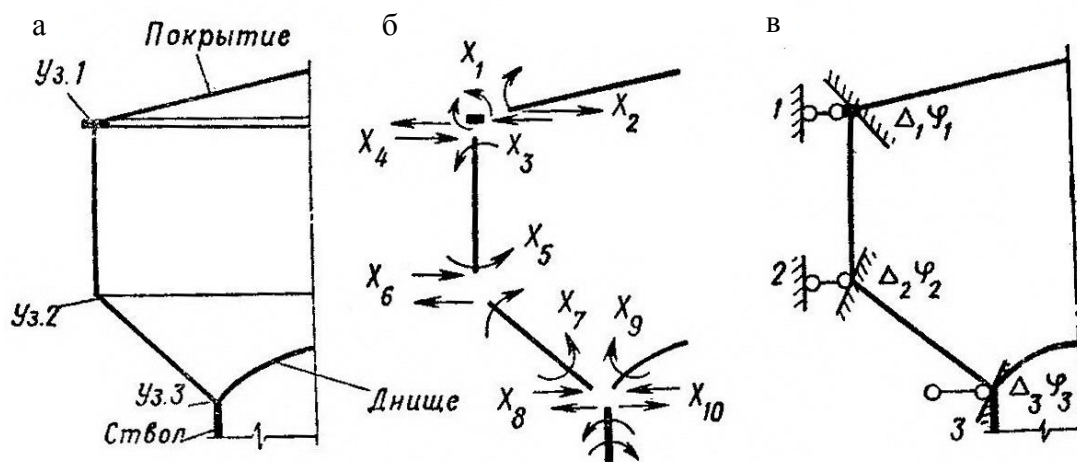


Рисунок 6.10 – К расчету резервуара водонапорной башни:  
а – расчетная схема; б – основная система метода сил; в – основная система метода перемещений

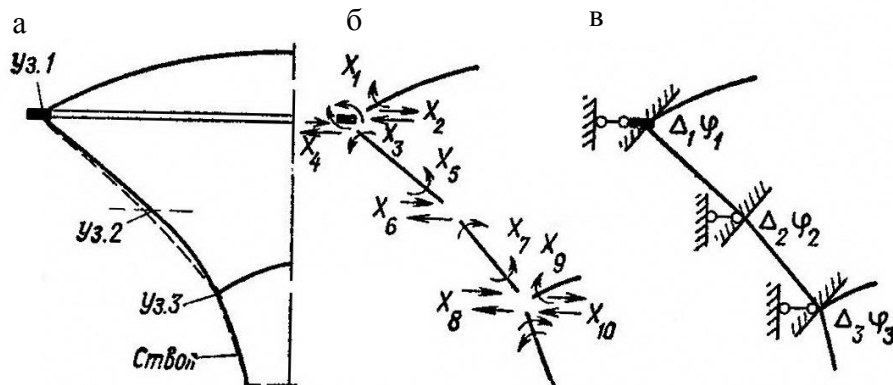


Рисунок 6.11 – К расчету резервуара водонапорной башни:  
а – расчетная схема; б – основная система метода сил; в – то же, метода перемещений

Опора и фундамент водонапорной башни рассчитываются на действие вертикальных нагрузок от веса частей сооружения (с учетом веса утеплителя, лестниц, площадок и т. п.), веса жидкости, снега и горизонтальной ветровой нагрузки. Определяя расчетные значения от ветровой нагрузки, необходимо учитывать динамическое воздействие пульсаций напора ветра. При этом период собственных колебаний башни ( $T$ ) допускается определять, рассматривая жидкость, находящуюся в резервуаре как твердое тело. Период собственных колебаний водонапорной башни может быть рассчитан по приближительной формуле:

$$T = 3,63 \sqrt{\frac{P_{np}}{E_{\delta} \cdot J \cdot g}}, \quad (6.1)$$

где  $P_{np} = (P_n \cdot z_n^3 + P_{n-1} \cdot z_{n-1}^3 + \dots + P_1 \cdot z_1^3)$ ;

$P_{np}$  – вес резервуара вместе с жидкостью (или без нее);

$P_{n-1}, \dots, P_1$  – вес отдельных участков опоры башни (с учетом веса лестниц, площадок и других конструктивных деталей, расположенных в пределах данного участка опоры);

$z_n, z_{n-1}, z_1$  – расстояние от верха фундаментной плиты до точек приложения грузов  $P_n, P_{n-1}, P_1$  соответственно;

$E_{cm} J$  – изгибаемая жесткость горизонтального сечения опоры;

$g$  – ускорение свободного падения (рис. 6.12).

Сплошные опоры в подавляющем большинстве случаев могут быть рассчитаны как внецентренно-сжатые вертикальные консольные стержни, заделанные в фундаментах.

Моменты в нормальных сечениях консоли определяются с учетом деформации ее оси от действия горизонтальной нагрузки и крена фундамента по формуле:

$$M = M_{\Gamma} + M_B, \quad (6.2)$$

где  $M_{\Gamma}$  – момент от горизонтальной нагрузки;

$M_B$  – дополнительный момент от вертикальных нагрузок вследствие отклонения оси стержня от вертикали.

Данный вид расчета учитывает деформируемую схему рассматриваемого сооружения.

Для сечения, удаленную на расстоянии  $z_k$  от верха фундамента (рис. 6.12):

$$M_B = \sum_k^n P_i (f_i - f_k), \quad (6.3)$$

где  $P_i$  – все вертикальные нагрузки, расположенные выше рассматриваемого сечения;

$f_i = f_{i_1} + f_{i_2}$  и  $f_k = f_{k_1} + f_{k_2}$  – полные отклонения оси башенной опоры от вертикали на расстоянии  $z_i$  и  $z_k$  от верха фундамента соответственно, обусловленные креном фундамента ( $f_{i_1}$  и  $f_{k_1}$ ) и действием горизонтальной нагрузки ( $f_{i_2}$  и  $f_{k_2}$ );

$$f_{i_1} = (z_i + h_{\phi}) \operatorname{tg} \theta; \quad f_{k_1} = (z_k + h_{\phi}) \operatorname{tg} \theta. \quad (6.4)$$

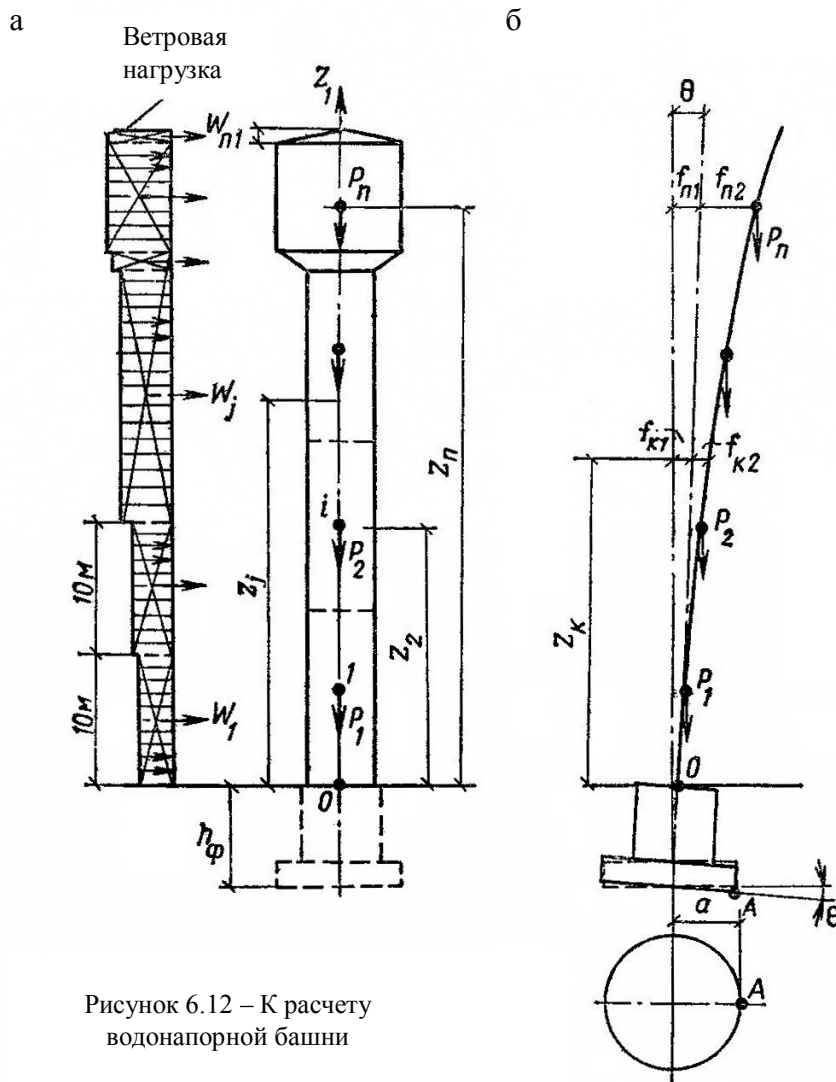


Рисунок 6.12 – К расчету водонапорной башни

При расчете моментов принимают предельно допустимое значение крена фундамента, чему соответствует  $\operatorname{tg} \theta = 0,004$ .

По установленным (определенным) значениям  $M$  и  $N$  производят расчет внецентренно-сжатых горизонтальных сечений опоры, наиболее опасными из которых оказываются сечения, расположенные на уровне верха фундаментов.

В опорах-оболочках под воздействием горизонтальных нагрузок, в частности ветровых, в продольных сечениях возникают изгибающие моменты, нормальные и поперечные усилия. В опорах цилиндрической формы они могут быть определены в первом приближении из расчета упругих колец высотой 1 м, вырезанных двумя горизонтальными сечениями из опоры и находящихся в равновесии под действием внешней горизонтальной нагрузки, действующей на башню на уровне расположения рассматриваемого кольца и внутренних касательных усилий, приложенных в кольцевых сечениях. Расчетная схема кольца показана на рисунке 6.13, здесь же показаны эпюры моментов [47].

Опоры сквозной конструкции из стоек и горизонтальных элементов или только их стоек рассчитываются как пространственные рамы. Существуют упрощенные и практические приемы расчета подобных конструкций. В одном из таких упрощенных

способов расчета сквозная система заменяется оболочкой, в срединную поверхность которой вписаны узлы исходной системы, а толщина оболочки избирается в зависимости от геометрии поперечных сечений стержней сквозной конструкции.

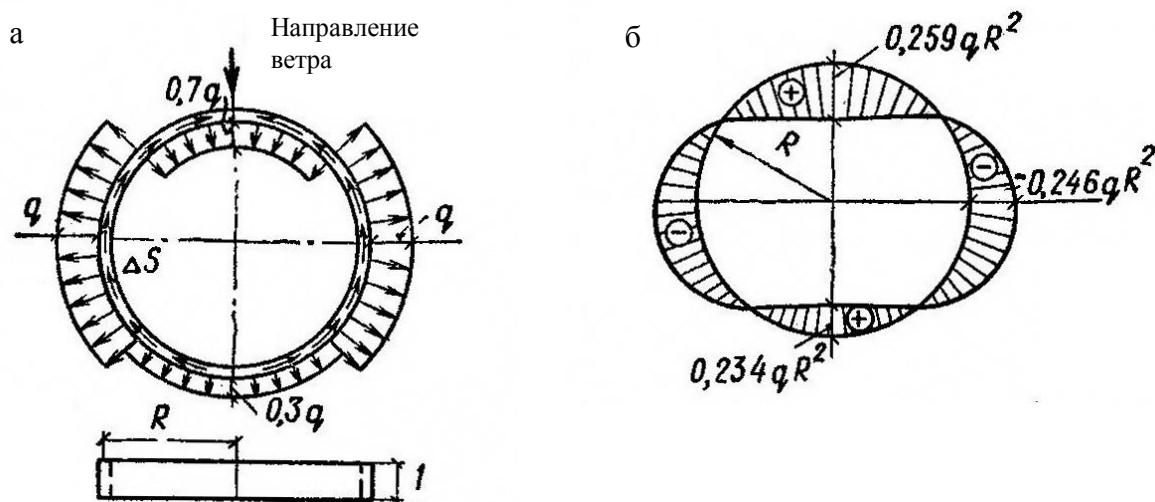


Рисунок 6.13 – К расчету вертикальных сечений цилиндрической опоры:  
а – расчетная ветровая нагрузка на 1 м<sup>2</sup> поверхности оболочки;  $\delta$  – эпюра изгибающих моментов;  
 $\Delta S$  – приращение касательных усилий в пределах высоты кольца

Предварительная проверка первоначально принимаемых поперечных сечений элементов стержневой системы может быть выполнена по усилиям, определенным приближенными способами. Для опоры только с наклонными или только с вертикальными стойками усилия в них можно определить по формуле:

$$N_{cm} = \frac{P}{m \cos \alpha} + \frac{M}{\sum_1^m y_{cmi}^2} y, \quad (6.5)$$

где  $P$  – вертикальная нагрузка (вес элементов сооружения, жидкости, снега) на уровне, где определяется  $N_{cm}$ ;

$m$  – количество стоек;

$\alpha$  – угол наклона стоек к вертикали;

$M$  – изгибающий момент (определяется из расчета опоры как консоли) от горизонтальных нагрузок на уровне, где определяется  $N_{cm}$ ;

$y_{cmi}$  – расстояние от оси, перпендикулярной плоскости действия  $M$  и проходящей через центр тяжести сечения сквозной опоры (на уровне определения  $N_{cm}$ ), до центра тяжести сечения каждой стойки;

$y$  – то же до центра тяжести сечения рассматриваемой стойки.

По определенным из статического расчета усилиям производится подбор сечения элементов сквозных опор.

Размеры фундамента башни в плане определяются исходя из расчета основания по деформациям на совместное действие нормальной силы и момента с учетом изгиба опоры и крена фундамента.

Полученные размеры подошвы фундамента должны обеспечить устойчивость башни и крен фундамента не больше допустимого ( $tg\theta \leq 0,004$ ).

Устойчивость башни в целом проверяется путем расчета на опрокидывание относительно оси, перпендикулярной плоскости действия опрокидывающего ( $M_{opr}$ ) и удерживающего ( $M_{y\partial}$ ) моментов и касающейся края подошвы фундамента. Устойчивость будет обеспечена, если

$$\frac{M_{y\partial}}{M_{opr}} \geq 1,5; \quad (6.6)$$

$$M_{y\partial} = \sum_1^n P_i(a - f_i); \quad (6.7)$$

$$M_{opr} = \sum_1^n W_i(z_i - h_\phi). \quad (6.8)$$

При определении  $M_{y\partial}$  вес элементов башни (при опорожненном резервуаре) принимается с коэффициентом 0,9. Не учитывается вес грунта на обрезах фундамента, а только изгиб опоры  $f_i$ . При определении  $M_{opr}$  принимается расчетное значение ветровой нагрузки. Отдельно выполняется расчет относительно сейсмических воздействий.

Крен круглого в плане фундамента водонапорной башни можно определить по формуле:

$$tg\theta = \frac{0,75 \cdot (1 - \gamma^2)}{E} \cdot \frac{M}{(d/2)^3}, \quad (6.9)$$

где  $M$  – момент относительно подошвы фундамента от характеристического значения ветровой нагрузки;

$\gamma$  и  $E$  – коэффициент Пуассона и модуль деформации грунта соответственно.

Для расчета сечений фундаментной плиты необходимо определить изгибающие моменты в консольной части по линии примыкания ее к наружной поверхности ствольной части в средней части плиты, а также значения поперечных сил по линиям примыкания плиты к стволу [34].

Расчет армирования плиты можно производить используя метод предельного равновесия или используя пакет стандартных программ «SCAD», «Ли́ра» и другие.

При армировании плиты используются сетки и каркасы, размеры и конфигурацию которых следует избирать из условий изготовления на строительной площадке (возможно применение вязанных сеток и сварных). Устанавливают кольцевую арматуру диаметром не менее 12 мм класса А400С, меридиональную – по расчету, но не менее 10 мм, класса А400С, монтажная арматура может быть использована класса А240.

## 6.2 Радиотелевизионные и радиорелейные башни

Стремление человечества к строительству высотных сооружений прослеживается на протяжении всей истории развития науки и техники в строительной отрасли. При этом решаются как сугубо технологические задачи, так и отдельные аспекты престижных

технологий. Достаточно упомянуть знаменитую башню Эйфеля в Париже высотой 305 м (в настоящее время высота ее 324 м), построенную в 1887 г. Функциональное назначение этой башни в тот период времени было очень ограничено и определялось устройством видовых площадок на уровнях 50, 100 и более метров. Кроме того преследовалась цель достичь максимальных высот в строительстве специальных сооружений с использованием металлических конструкций. С появлением радиосвязи функциональное назначение башни Эйфеля существенно расширилось, на ней были установлены коммуникационные приемные и передающие радиоантенны, а также датчики гидрометеорологической службы. Со временем башня Эйфеля стала одной из достопримечательностей Парижа, его символом. Пример строительства данной башни был стимулом для повторения аналогичных сооружений в других городах мира.

Появление и развитие телевидения способствовало дальнейшему совершенствованию строительства высотных башенных опор во многих крупных городах земного шара.

Башенные сооружения являются неотъемлемыми спутниками современных городов и отдельных населенных пунктов. Высотные сооружения доминируют над окружающей их застройкой и оказывают существенное влияние на архитектурный облик района, поэтому к архитектурно-конструктивному решению радиорелейных и радиотелевизионных башен предъявляются повышенные технологические и конструктивные требования с элементами эстетики и проработанного дизайна.

Длительный период времени (до 50-х гг. прошлого столетия) актуальной была проблема использования железобетона в строительстве высотных башенных опор систем радиосвязи и телевидения. Первый шаг в этом направлении был сделан немцем Фрицем Леонгардтом, по проекту которого в 1956 году в городе Штутгарте была построена радиотелевизионная башня высотой 216 м. По образцу этого первого опытного сооружения во многих городах Европы, Азии и Америки в дальнейшем были построены аналогичные железобетонные башенные опоры систем радиосвязи и телевидения.

Параллельно с железобетонным решением радиотелевизионных башен широко применялись и металлические конструкции. Так, в настоящее время самой высокой в мире радиотелевизионной башней является башня «Небесное дерево» (рис. 6.14), возведенная в Японии (Токио) в 2012 г. Высота ее достигает 634 м. Ствол этой башни решен в решетчатых металлоконструкциях. Следует также отметить и оригинальную радиотелевизионную башню в виде гиперboloида вращения, построенную в Гуанчжоу (Китай) в 2010 г. высотой 610 м. Несущий каркас этой башни решен в металлоконструкциях. Заслуживают внимания башни в городах Киеве (372 м, 1978 г.), Ташкенте (375 м, 1985 г.), Риге (368 м, 1989 г.), Баку (310 м, 1997 г.), Ньютоне (США, 324 м, 1994 г.), Харбине (Китай, 336 м, 2000 г.) и многие другие.

Среди железобетонных радиотелевизионных башен следует назвать самую высокую башню с железобетонными конструкциями в Торонто (Канада) (высота 554 м), построенную в 1976 г. (рис. 6.15); затем башню в Москве, Останкино (Россия) (высота 540 м), построенную в 1967 г.; башня в Тегеране (Иран), «Бурдж Милад» (высота 435 м), построенную в 2007 г.; башню в Шанхае (Китай), «Восточная жемчужина» (высота 468 м), построенную в 2008 г. (рис. 6.16); телебашню в Куала-Лампуре (Малайзия) «Менара»



(высота 421 м), построенную в 1996 г. (рис. 6.17); телебашню в Пекине (Китай) (высота 405 м), построенную в 1995 г.

В Великобритании следует отметить железобетонную радиотелевизионную башню (Йоркшир) высотой 330,5 м, построенную в 1971 г.; в США в г. Сиэтле в 1962 г. построена башня «Космическая игла», ее высота – 184 м. Необычным конструктивным решением в виде консольно-рычажного типа является радиобашня в г. Барселона (Испания), высота ее небольшая – 136 м; построена в 1992 г. (автор Калатрава), использовано необычное оригинальное оформление.



Рисунок 6.14 – Радиотелевизионная башня «Небесное дерево». Токио, Япония, самая высокая башня в мире. Высота 634 м., год строительства – 2012. Конструкции – металлические

На рисунке 6.18 приведены схематические виды наиболее известных радиотелевизионных железобетонных башен, возведенных в крупных городах Европы, Америки и Азии. Следует отметить однотипность их конструктивного решения, заключающуюся в том, что на железобетонный ствол нанизываются различные площадки, обстройки, которые выполняют технологические функции, а также дополнительно служат для обеспечения развлекательных целей посетителей (кафе, рестораны, комнаты отдыха, игровые помещения, видовые площадки и т. п.), они являются также площадками для гидрометеорологических наблюдений.





Рисунок 6.15 – Телебашня Си-Эн Тауэр. Торонто, Канада, высота 554 м., год строительства – 1976. Конструкции – железобетонные



Рисунок 6.16 – Телебашня «Восточная жемчужина». Шанхай, Китай, высота 468 м., год строительства – 1994. Конструкции – железобетонные



Рисунок 6.17 – Телебашня «Менара» в г. Куала-Лампур, Малайзия, высота 421 м., год строительства – 1994. Конструкции – железобетонные

Сооружения высокого башенного типа, выполненные в железобетоне, имеют два основных подвида, предназначенных для использования в радиотехнической и космической связи. К ним относятся радиорелейные и радиотелевизионные башни.

Радиорелейные башни – инженерные сооружения одноцелевого назначения; как правило, на них размещают только приемно-передающие антенны и оборудование для направленной радиосвязи. Радиорелейные башни имеют относительно небольшую высоту, которая в большинстве случаев составляет 80–100 м. Основные параметры конструктивного решения этих опор определяются технологическими требованиями устанавливаемого оборудования. Форма башни радиорелейной связи в основном цилиндрическая. Диаметр башни колеблется в пределах  $1/7$ – $1/12$  их высоты и составляет 5–8,5 м. Толщина стенок цилиндрических стволов в местах соединения с фундаментами принимается 150–180 мм (при высоте башни 40–50 м), 180–200 мм при высоте 60–70 м и 220–250 мм при высоте 80–100 м. Толщина стенок по всей высоте принимается одинаковой. Внутри этих башен размещается лестница или лифтовое оборудование, предназначенные для обслуживания радиотехнической аппаратуры. Возможны варианты с устройством наружных лестниц.

В отличие от радиорелейных башен радиотелевизионные башни имеют многоцелевое назначение. На них устанавливают передающие и приемные антенны, оборудование для теле- и радиовещания, ретрансляционное оборудование. Помимо этих функций они часто имеют дополнительное назначение, т. е. на них размещают рестораны, обзорные и смотровые площадки, балконные устройства для приборов и оборудования для метеорологических измерений, а также других научных исследований.

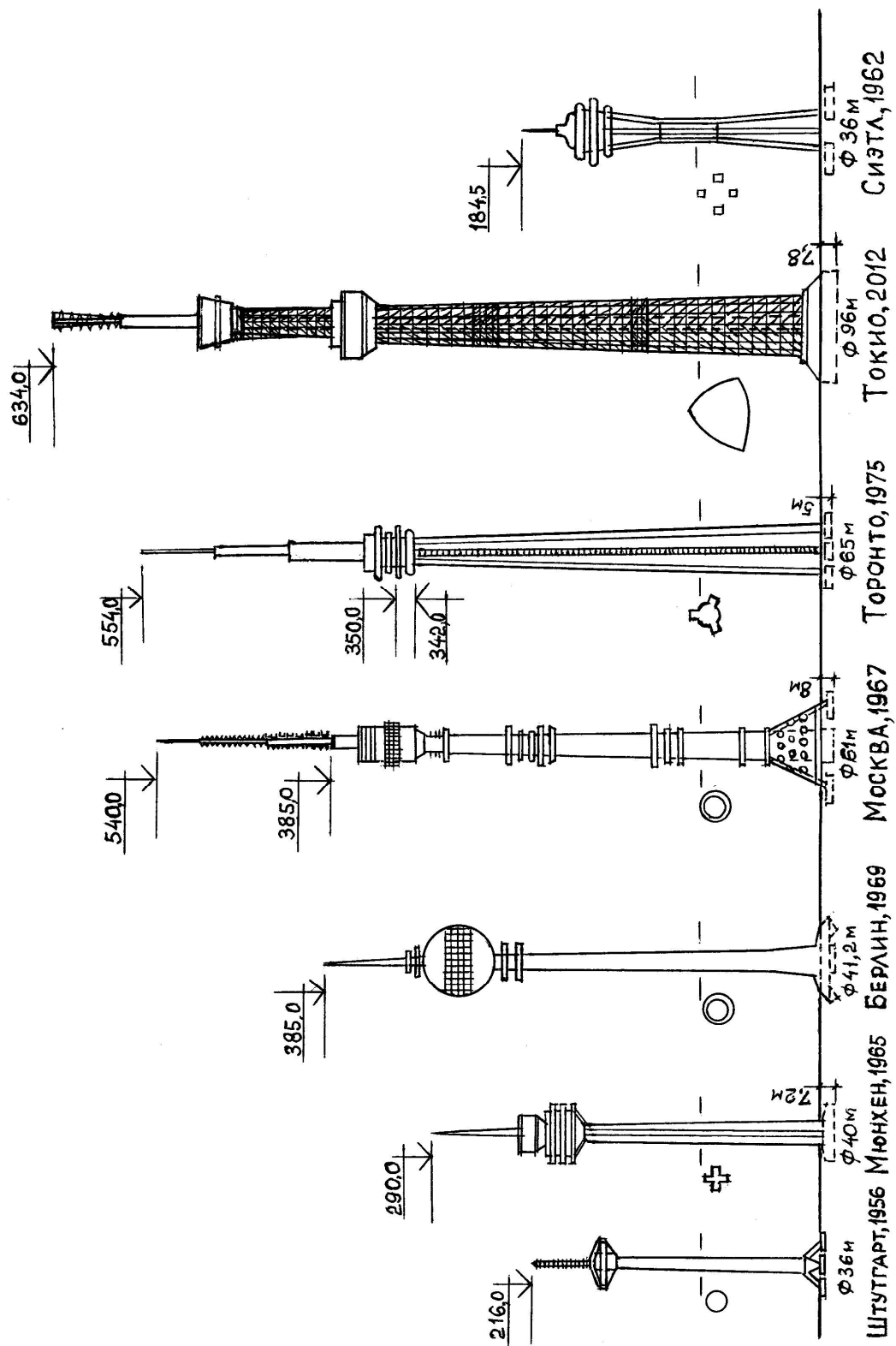


Рисунок 6.18 – Разновидности радиотелевизионных башен

Во многих городах мира радиотелевизионные башни являются визитными карточками города, отличаются оригинальностью и самобытностью архитектурных форм, подчеркивают национальные особенности страны, имеют специфическое конструктивное решение и выполняют разноплановые развлекательные задачи.

Основные достоинства такого вида башенных опор следующие: небольшая площадь застройки, возможность расположения вблизи жилых массивов, удобная эксплуатация. Кроме того, железобетонные высотные башни, являясь, как правило, сплошностенчатыми конструкциями, обеспечивают защиту многочисленных кабелей от непосредственного воздействия внешней среды, создают удобные условия для их обслуживания, позволяют без устройства специальных ограждений размещать внутри ствола различные технологические помещения.

К недостаткам железобетонных башенных опор надо отнести их значительный собственный вес, сосредоточенный на малой площади; опасность для движения воздушного транспорта (самолетов, вертолетов, дирижаблей и др.); значительную область поражения при аварийном падении.

Конструктивные параметры башенных железобетонных опор систем связи и телевидения определяются технологическими требованиями:

- высота сооружения зависит от характеристик устанавливаемого на башне радиотелевизионного оборудования, а также от рельефа местности;
- размеры поперечного сечения ствола должны обеспечивать размещение внутри него соответствующих коммуникаций и запроектированных помещений;
- жесткость поперечного сечения ствола и фундаментной опоры должны быть такими, чтобы наибольшие углы отклонения передающих антенн от вертикали не превышали  $0,3-3^\circ$ .

Большинство возведенных железобетонных башенных опор имеет в плане круглую или близкую к круглой форму. Такое сечение соответствует лучшим аэродинамическим характеристикам сооружения, что очень важно для построек башенного типа. Наряду с этим форма сечения некоторых возведенных башен другая, башня в Стокгольме имеет квадратную форму, в Минколье – ромбовидную и т. д.

Следует отметить, что развитие в последние годы систем спутниковой радио- и телесвязи привело к существенному снижению значения высотных башенных опор, наряду с прямым функциональным назначением они выполняют только роль архитектурных акцентов и объектов развлекательного характера.

#### 6.2.1 Стволы башен

Главным конструктивным элементом радиорелейных и радиотелевизионных башен является железобетонный ствол. Железобетонные стволы башенных опор возводят или в виде оболочек вращения цилиндрической, конической, комбинированной и более сложной формы, или в форме призматических, а также пирамидальных оболочек, могут использоваться и трехлепестковые, четырехлепестковые или многолепестковые сечения (рис. 6.19).

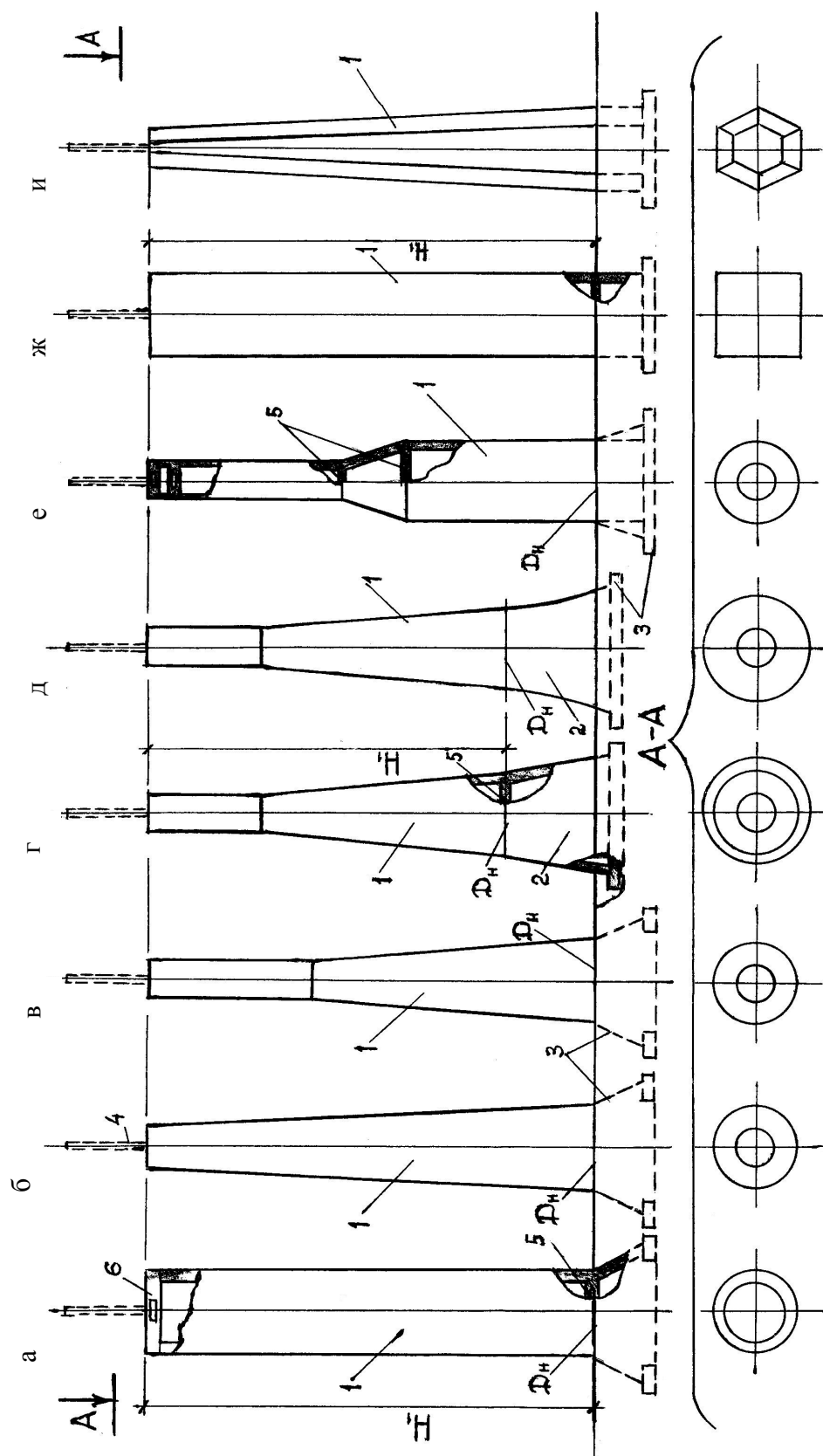


Рисунок 6.19 – Разновидности форм стволов радиотелевизионных и радиорелейных башен:

1 – ствол; 2 – опорная база; 3 – фундамент; 4 – антенная мачта; 5 – диафрагма жесткости; 6 – торцовая плита

Цилиндрические стволы с постоянной величиной наружного диаметра наиболее характерны для радиорелейных башен высотой до 100 м. Конические стволы и стволы со сложной многоступенчатой формой характерны для радиотелевизионных башен многоцелевого назначения высотой более 200 м. Стволы в виде конической трубы, не имеющей изломов в меридиональном направлении, применяются в радиотелевизионных башнях довольно редко. Чаще применяются конические стволы, у которых в верхней зоне и в зонах расположения высотных наружных обстроек имеются участки цилиндрической формы. В отдельных случаях при значительной высоте башни ( $H \geq 250 - 300$  м) и слабом грунтовом основании конический ствол опирают на переходную базу в виде конической или гиперболической оболочки, которая большей частью расположена над поверхностью земли. При устройстве в нижней зоне башни подобной переходной базы фундаменты можно проектировать без повышенной части (рис. 6.15, г, д).

Диаметры ( $D_n$ ) стволы в местах соединения с фундаментами (рис. 6.19, а) или нижними развитыми частями башен принимаются равными примерно  $1/12 - 1/15$  расстояния от основания ствола до его верха ( $H_1$ ). В башнях Московского телецентра и телецентра в Торонто соотношение диаметра основания конического ствола и трехлепесткового контура и его высоты равно примерно  $1/16 - 1/18$ . Это объясняется тем, что в данном случае стволы выполнены предварительно напряженными в отличие от стволы других башен.

Угол между образующей конической поверхностью ствола и вертикальной осью в радиотелевизионных башнях принимается равным примерно  $1^\circ 11' - 1^\circ 30'$ , что соответствует изменению диаметра ствола на 4–5 м на каждые 100 м его высоты. Стенки конических стволы, а также стволы сложной формы имеют переменную толщину. Толщина стенок ствола наибольшая в его основании.

В большинстве построенных башенных опор толщина стенок в основании конических стволы, а также стволы сложной формы равна 300–400 мм при высоте ствола 100–120 м и 600–1000 мм – при высоте более 150–180 м. В верхних зонах башенных опор толщина стенок стволы более тонкая – 200–300 мм. В случае возведения железобетонных стволы с использованием предварительно напряженной меридиональной арматуры толщина стенок у основания ствола может уменьшаться до 400–500 мм.

Призматическая форма ствола может быть оправдана только более оптимальным использованием полезной площади внутри башни, пирамидальная – архитектурными соображениями. По своим аэродинамическим показателям башенные опоры подобного типа уступают сооружениям в виде оболочек вращения. Такие параметры призматических и пирамидальных стволы, как размер плана в основании ствола, толщина стенок оболочки, могут быть избраны подобно тому, как это соответственно происходит для цилиндрических и конических стволы.

Стволы возводят из бетона класса С25/30–С32/40. В качестве ненапрягаемой арматуры конструкций ствола применяют арматуру классов А400С и А500С, в качестве напрягаемой – канаты К1400, пучки или пряди из высокопрочной проволоки Вр1300–Вр1400. Стенку ствола армируют меридиональной и кольцевой арматурой.



Меридиональную арматуру устанавливают исходя из расчета горизонтальных сечений ствола, кольцевую – из расчета вертикальных сечений на температурно-влажностные воздействия. Как правило, предусматривают двойное армирование стенки. При этом рекомендуется примерно 2/3 всей меридиональной арматуры размещать у наружной поверхности ствола.

Диаметр меридиональной арматуры должен составлять до 25 мм, желательно до 18–20 мм, располагая ее равномерно по периметру сечения на расстоянии 125–250 мм. Шаг стержней у наружной и внутренней поверхностей может быть разным.

Минимальный диаметр стержней кольцевой арматуры – 10 мм, максимальный шаг этих стержней – 250 мм [12, 14].

На рисунке 6.20, а показано решение, когда вся арматура сосредоточена у наружной поверхности ствола и только в местах примыкания к стенке ствола горизонтальных диафрагм жесткости, балконов, площадок и т. п. предусмотрено двойное армирование меридиональной и кольцевой арматурой. Подобный вариант армирования может быть применен, если он обоснован расчетом при толщине стенки 180–300 мм. Большого внимания заслуживает способ, предложенный Фрицем Леонгардтом – армирование стенок толщиной до 300 мм одиночной меридиональной и двойной кольцевой арматурой (рис. 6.20, б) с расположением внутренней кольцевой арматуры отдельными группами на расстоянии 2–2,5 м по высоте ствола. Такой прием армирования, обеспечивая восприятие в сечениях с трещинами возможные растягивающие кольцевые усилия у внутренней поверхности стенки, в то же время упрощает технологические процессы возведения стенок ствола.

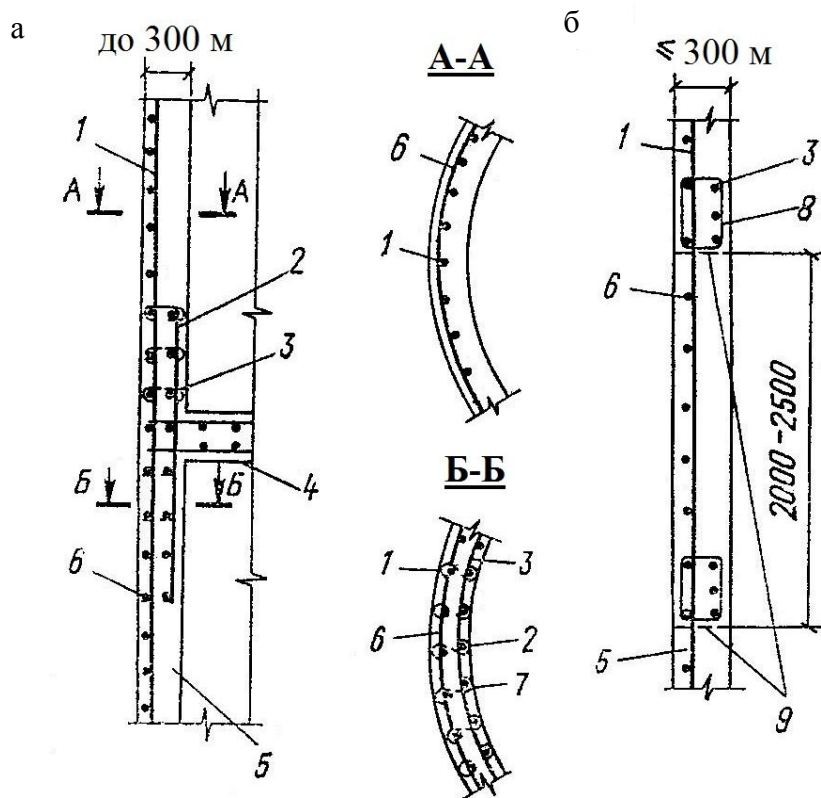


Рисунок 6.20 – Детали армирования стенки ствола башни:  
1, 2 – меридиональная арматура; 3, 6 – кольцевая арматура; 4 – диафрагма;  
5 – стенка ствола; 7 – шпильки; 8 – хомуты; 9 – строительный шов

При двойном армировании кольцевая арматура внутреннего ряда должна быть соединена шпильками, которые устанавливаются в шахматном порядке (рис. 6.20, а) или хомутами (рис. 6.20, б) с арматурой внешнего ряда. Стыки меридиональных стержней, расположенных у наружной поверхности ствола, желательно сваривать только «встык», так как экспериментально установлено, что если стрежни соединены внахлест, возможно разрушение защитного слоя в зоне стыка, особенно при диаметре арматуры более 18 мм. Стыки, выполненные внахлест, рекомендуется выполнять с обвязыванием концов соединяемых стержней вязальной проволокой. Защитный слой меридиональной арматуры наружного ряда должен быть не менее 35 мм, внутреннего – не менее 30 мм.

Внутри ствола могут устраиваться различного рода диафрагмы в виде железобетонных кольцевых плит сплошного или коробчатого сечения. Обычно диафрагмы предусматриваются в местах изменения сечения ствола, соединения ствола с повышенной частью фундамента (рис. 6.15, а, ж) или с базой башни (рис. 6.15, г, д). В некоторых случаях их предусматривают в местах примыкания к стволу наружных платформ значительного вылета или основных несущих железобетонных конструкций внешних обстроек. Сравнительно редко по всей высоте ствола устраивают специальные диафрагмы жесткости, располагая их на расстоянии 30–50 м. Количество мощных диафрагм в стволе по возможности должно быть небольшим, так как устройство их сопряжено с дополнительными производственными трудностями и они вносят нежелательные возмущения в напряженно-деформированное состояние ствола, особенно вследствие температурно-влажностных воздействий на сооружение.

Оголовок башни конструктивно оформляется таким образом, чтобы в нем можно было жестко защемить металлическую антенную мачту. Подробное решение может быть выполнено или в виде одной достаточно массивной плиты толщиной до 1200–1500 мм (рис. 6.19, а) или в виде двух плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (рис. 6.19, г).

Наружные платформы, а также несущие конструкции высотных наружных обстроек круглых в плане башен могут быть выполнены из железобетона в виде:

- 1) монолитных консольных кольцевых плит, жестко соединенных со стенкой ствола (рис. 6.21, а);
- 2) монолитных консольных кольцевых плит, шарнирно соединенных шарнирно со стенкой ствола (рис. 6.21, б);
- 3) монолитных консольных кольцевых плит, соединенных со стволом таким образом, что допускается возможность радиального смещения плиты по отношению к стенке ствола (скользящее соединение, рис. 6.21, в);
- 4) монолитных или сборных балочных консольных конструкций (рис. 6.21, г);
- 5) конических пологих тонкостенных оболочек с предварительным напряжением или без него (рис. 6.21, д).

Второе, третье и четвертое конструктивные решения по расходу материалов уступают первому, но обеспечивают уменьшение отрицательного влияния платформы на стенку ствола, в частности вследствие температурно-влажностных воздействий. Из перечисленных конструктивных решений наружных платформ наиболее экономичным по расходу материалов является решение в виде тонкостенной конической оболочки.



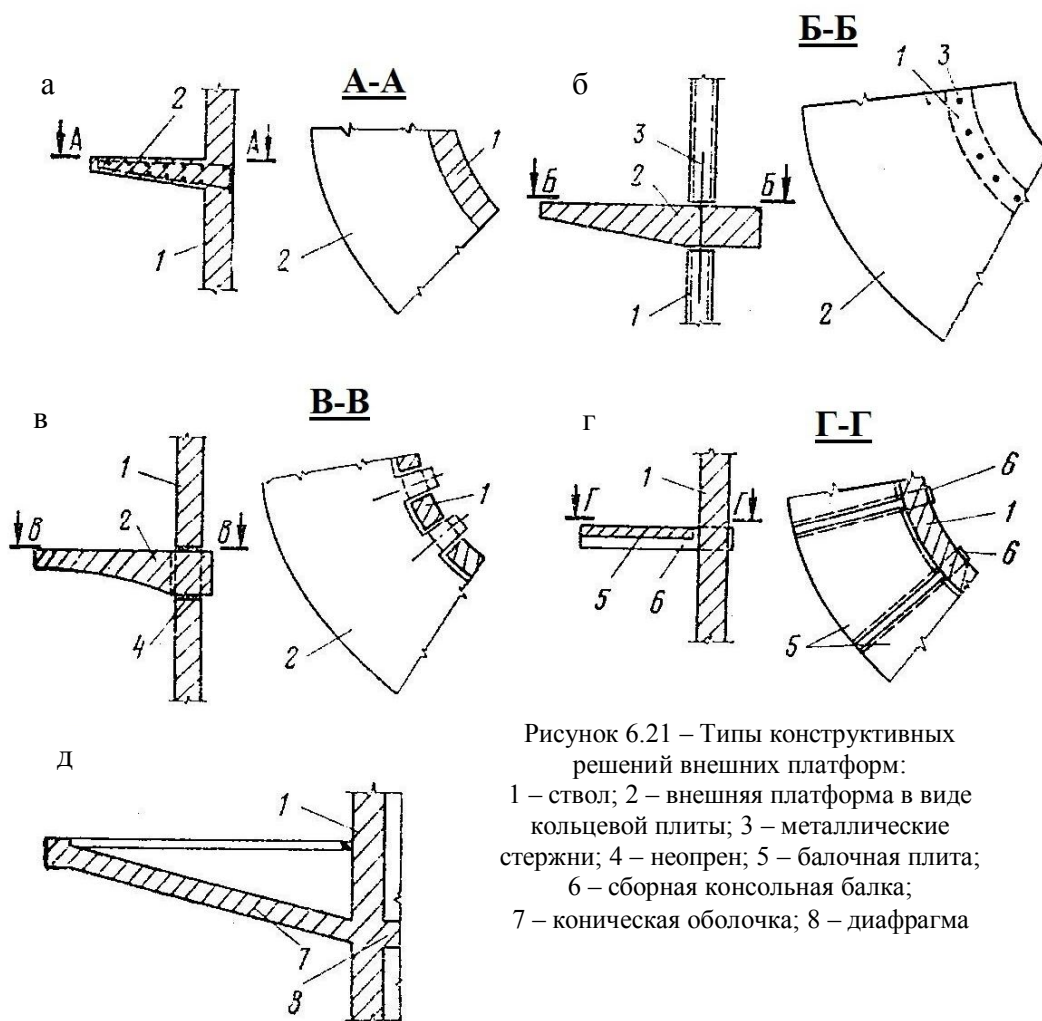


Рисунок 6.21 – Типы конструктивных решений внешних платформ:  
1 – ствол; 2 – внешняя платформа в виде кольцевой плиты; 3 – металлические стержни; 4 – неопрен; 5 – балочная плита; 6 – сборная консольная балка; 7 – коническая оболочка; 8 – диафрагма

Железобетонные конструкции наружных платформ и балконов, высотных наружных обстроек проектируются в соответствии с общими правилами конструирования и расчета аналогичных железобетонных конструкций. Рассчитываются они на действие вертикальных нагрузок от собственного веса конструкций, технологического оборудования, людей, снега, гололеда и температурных воздействий [23, 26, 49].

### 6.2.2 Расчет стволов башен

Расчетная схема ствола сооружений башенного типа представляет собой стержень постоянного или переменного по высоте поперечного сечения, заземленного в нижнем основании, то есть консоль. Вследствие действия скоростного напора ветра гибкий ствол подвергается изгибанию и колебанию, поэтому при периоде свободных колебаний сооружения  $T > 0,25$  с., ветровую нагрузку следует определять с учетом динамического воздействия пульсации скоростного напора, вызываемой порывами ветра. Кроме того, для ствола с уклоном наружной поверхности не более 1,2 % производят проверочный расчет на резонанс.

Период собственных колебаний конструкции определяют по формуле:

$$T = \xi H^2 \sqrt{A_1 \rho_m / (g B_1)}, \quad (6.10)$$

где  $\xi$  – коэффициент, зависящий от формы ствола;

$H$  – высота ствола;

$A_1$  и  $B_1 = M / p_1$  – площадь и изгибаемая жесткость сечения 1-1 ствола соответственно (рис. 6.22);

$\rho_m$  – средняя плотность материала ствола;

$g$  – ускорение свободного падения.

При расчете конструкций ствола учитываются следующие основные нагрузки и воздействия:

а) вертикальные нагрузки от собственного веса ствола, веса наружных высотных обстроек и балконов, антенной мачты, технологического оборудования; при необходимости должны быть учтены переменные нагрузки от людей, снега, гололеда;

б) горизонтальная нагрузка от ветра с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора;

в) температурные воздействия от одностороннего нагревания ствола, обусловленные солнечной радиацией, а также разностью температуры воздуха внутри и снаружи башни;

г) воздействия от предварительного напряжения;

д) сейсмические воздействия.

Ствол сооружений радиотелевизионного типа рассчитывают по т. н. деформируемой схеме. Так как под влиянием ветровой, температурной нагрузок и других воздействий ствол прогибается и фундамент поворачивается, то в сечениях ствола возникают дополнительные изгибающие моменты от существующих вертикальных нагрузок. Под воздействием солнечных лучей сторона ствола, обращенная к солнцу, нагревается больше по сравнению с противоположной теневой стороной. Поэтому ствол дополнительно прогибается в теневую сторону.

Изгибающие моменты в нормальных сечениях консоли ствола определяются с учетом деформации его под воздействием горизонтальной нагрузки, возникающей от ветра, температурных воздействий и крена фундамента. Суммарный момент можно определить по формуле (рис. 6.22):

$$M = M_w + M_g, \quad (6.11)$$

где  $M_w$  – изгибающий момент от ветровой нагрузки ( $M_w = \sum W_i \cdot z_i$ );

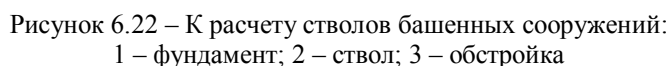
$M_g$  – дополнительный момент, возникающий от вертикальных нагрузок вследствие отклонения оси ствола от вертикального положения ( $M_g = \sum G_i \cdot f_i$ ).

Суммарное отклонение оси ствола от вертикали в  $i$ -той точке составляет (предварительно вся высота  $H$  разбивается на  $i$  точек)

$$f_i = f_{i_1} + f_{i_2} + f_{i_3}, \quad (6.12)$$

где  $f_{i_1}$  – прогибание ствола от горизонтальных нагрузок:

$$f_{i_1} = \frac{W(H - z_i)^4}{12E_i J_i k}. \quad (6.13)$$



$$f_{i_{\gamma}} = (z_i + h_{\phi}) \operatorname{tg} \theta, \quad (6.14)$$

$h_{\phi}$  – высота фундамента;  $tg\theta = 0,004$ .

$$f_{i_3} = \int_0^{z_i} \frac{1}{\rho_t(z)} M_{p_i=1}(z) dz, \quad (6.15)$$

$\alpha_i$  – коэффициент линейного расширения;

$\Delta t_i$  – перепад температур в сечении (20 °С, 30 °С);

$D_{срч}$  – диаметр рассматриваемого сечения или диагональ;

$M_{p_i} = 1$  – изгибающий момент на уровне  $z$  от действия единичной силы  $P_i = 1$ .

149

$$M_g = \sum_k^n P_i (f_i - f_k), \quad (6.16)$$

где  $P_i$  – все вертикальные нагрузки, расположенные выше рассматриваемого сечения.

После этого определяют суммарный момент в произвольном сечении по формуле (6.11).

Дополнительно с помощью расчета проверяют устойчивость радиотелевизионных башен относительно опрокидывания к фундаментной точке А (рис. 6.22). Устойчивость сооружения обеспечивается, если соблюдается такое условие:

$$\chi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{\sum G_i \cdot (a - f_i)}{\sum W_i \cdot (z_i + h_\phi)} \geq 1,5, \quad (6.17)$$

где  $M_1$  – удерживающий момент;

$M_2$  – опрокидывающий момент.

Значения  $f_i$  и  $z_i$  принимаются по ранее приведенным формулам.

### 6.2.3 Переходная опорная база стволов

В ряде конструктивных решений радиорелейных и радиотелевизионных башен могут применяться опорные базы стволов, обеспечивающие плавный переход от главного ствола к заглубленному фундаменту, развитому в плане. Данные переходные базы могут выглядеть как уширенный цилиндр с коническими скосами, гиперboloид вращения, отдельные опорные ноги прямоугольного или трапециевидального очертания, коническая оболочка и другие формы.

Толщина стенок ствола может составлять 300–600 мм и более в зависимости от высоты ствола и толщины его стенки в месте контакта с базой. Опорные базы усиленно армированы по сравнению со стенками стволов; как правило, они снабжены двойной сеткой в сечении с плотным расположением кольцевой и меридиональной арматуры классов А400С, А500С и выше. Применяется бетон повышенных марок – В30–В40 (С25/30, С32/40), а в ряде случаев и В50 (С45/50).

Оболочка опорной базы ствола рассчитывается на действие тех же нагрузок, что и сам ствол. Воздействие ствола на оболочку или другие конструкции составляет три внутренние усилия –  $N, M, V$ . Данные усилия могут или равномерно распределяться по периметру оболочки, или пропорционально раскладываться на опорные ноги-стойки. Вариант распределения усилий по периметру оболочки приведен на рисунке 6.23 [24].

К верхнему обрезу опорной базы одновременно прикладываются следующие нагрузки:

– равномерно распределенная нагрузка от  $N_{1-1}$ :

$$p = \frac{N_{1-1}}{\pi D}; \quad (6.18)$$

– переменная распределенная нагрузка от изгибающего момента  $M_{1-1}$ :

$$p_b \cos \alpha \approx \frac{M_{1-1} \cdot \delta_{1-1}}{W_{1-1}} \cdot \cos \alpha \quad (6.19)$$

– и горизонтальная перерезающая нагрузка от поперечной силы  $V_{1-1}$ :

$$p_2 \sin \alpha \approx \frac{V_{1-1} \cdot S_{1-1}}{2J_{1-1}} \cdot \sin \alpha. \quad (6.20)$$

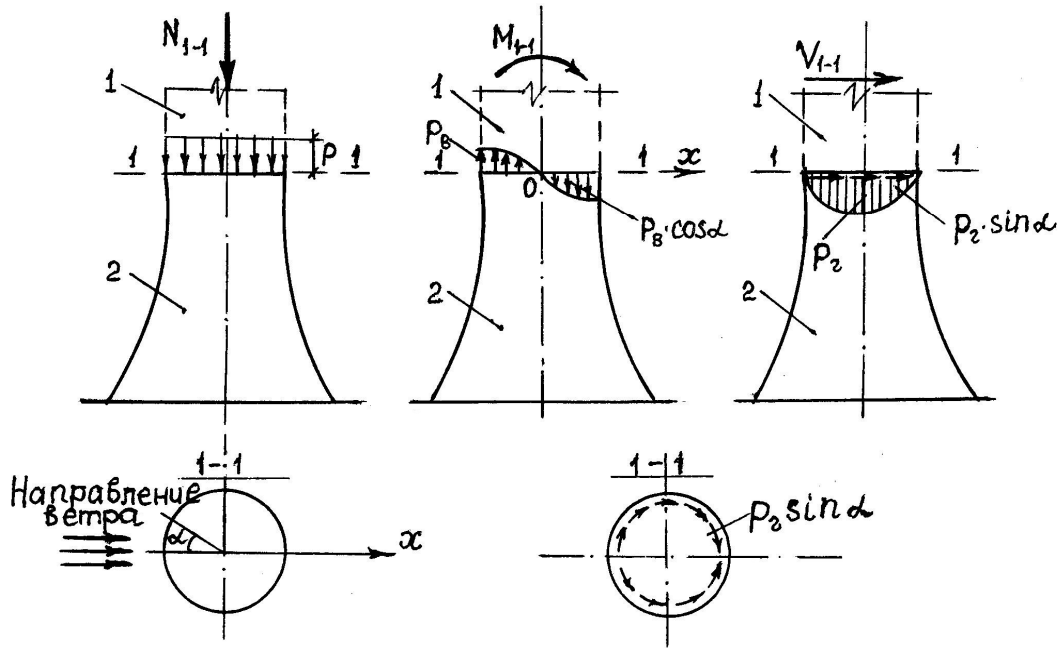


Рисунок 6.23 – Расчетные схемы опорной базы ствола:  
1 – ствол; 2 – опорная база

В этих формулах  $N_{1-1}$  – равнодействующая всех вертикальных нагрузок, включая собственный вес конструкций и вес оборудования, а также переменные нагрузки;  $M_{1-1}$  – изгибающий момент в сечении 1–1 основания ствола от действующих на ствол горизонтальных и вертикальных нагрузок (принимается из расчета ствола по деформированной схеме);  $V_{1-1}$  – поперечная сила в сечении 1–1 от действующих на ствол горизонтальных нагрузок; угол  $\alpha$  показывает отклонение точки окружности, в которой определяется загрузка, от горизонтальной линии;  $S_{1-1}$ ,  $J_{1-1}$ ,  $W_{1-1}$  – соответственно статический момент, момент инерции и момент сопротивления сечения базы относительной центральной оси;  $\delta_{1-1}$  и  $D$  – толщина стенки и средний диаметр поперечного сечения 1–1.

Усилия в обойме базы ствола  $N_1$  и  $N_2$  от действия вертикальных нагрузок, включая нагрузку  $p$ , при переменной ее толщине определяются исходя из моментной теории оболочек по следующим формулам:

$$N_1 = -\frac{a}{\rho \sin \psi} \left\{ \frac{Q_0 \rho_B}{a} + (g_{об} + g_{изол}) \left[ (\xi - \xi_B) + \frac{c_1}{3} (\xi^3 - \xi_B^3) \right] + \frac{\Delta g_{об}}{\chi} e^{\chi(\xi - \xi_n)} \left[ 1 + \frac{c_1}{\chi^2} (\chi^2 \xi^2 - 2\chi \xi + 2) \right] \right\}; \quad (6.21)$$

$$N_2 = \frac{A}{\rho^2} N_1 - A \cdot a g \xi; \quad (6.22)$$

$$g = \left\{ \gamma_{\text{изол}} \delta_{\text{изол}} + \gamma_{\text{жб}} [\delta_{\text{об}} + \Delta \delta_{\text{об}}] \cdot e^{\chi(\xi - \xi_n)} \right\}; \quad (6.23)$$

$$c_1 = \frac{\bar{\rho}_n - 1}{\xi_n^2}.$$

В приведенных формулах (6.21), (6.22) и (6.23) приняты следующие обозначения для формы опорной базы в виде однополостного гиперболоида вращения (рис. 6.24) высотой  $H_1$ :

$\xi = \frac{z}{a}$ :  $z$  – текущая координата по высоте;  $a$  – радиус окружности на этом уровне;

$\xi_n = \frac{z_n}{a}$ :  $z_n$  – расстояние от нижнего кольца опорной базы до рассматриваемого сечения;

$\xi_B = \frac{z_B}{a}$ :  $z_B$  – расстояние от верхнего кольца опорной базы до рассматриваемого сечения;

$r$  – радиус параллели на заданном уровне;

$\rho_n = \frac{r_n}{a}$  – относительный радиус нижнего сечения;

$\rho_n = \frac{r_n}{a}$  – относительный радиус верхнего сечения;

$R = \frac{(1 + r'^2)^{3/2}}{r''}$  – радиус кривизны меридиана.

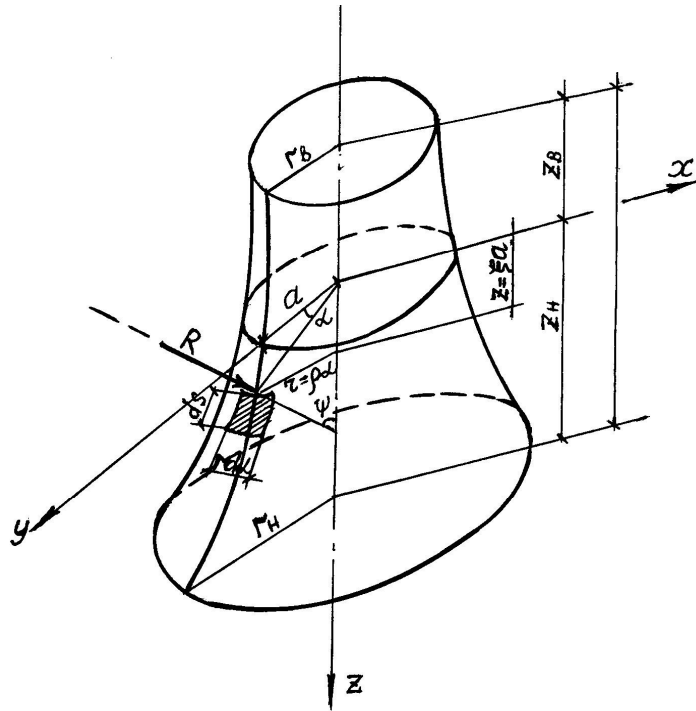


Рисунок 6.24 – К расчету опорной базы радиотелевизионной башни

Остальные параметры в формулах (6.21) и (6.22) определяются следующим образом:

$$\rho = \frac{r}{a} = \sqrt{1 + A\xi^2}; \quad A = \frac{(\rho_n^2 - 1)}{\xi_n^2}; \quad \bar{\rho} = \sqrt{1 + B\xi^2}; \quad B = A + A^2;$$

$$\sin \psi = \frac{\rho}{\bar{\rho}}; \quad \cos \psi = \frac{A\xi}{\bar{\rho}}; \quad r = x^2 + y^2.$$

Коэффициент  $\chi$  может приниматься в пределах от 1,8 до 2.

При определении всех указанных выше параметров координата  $z$  учитывается со своим знаком. Силовые внешние параметры имеют следующие обозначения:

$Q_0$  – вертикальная нагрузка на 1 метр периметра верхнего кольца жесткости от веса кольца, изоляции на кольце, снега и т.д.;

$g_{из}$  – вертикальная нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> слоя изоляции ( $\delta_{из}$  – толщина слоя изоляции);

$\gamma_{из}$  – средняя плотность изоляции);

$g_{об}$  – вертикальная нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> стенки оболочки постоянной толщины  $\delta_{об}$ ;

$\Delta g_{об} \cdot e^{\chi(\xi - \xi_n)}$  – приращение вертикальной нагрузки (на уровне  $\xi = \frac{z}{a}$ ) от веса 1 м<sup>2</sup> оболочки за счет плавного утолщения ее стенки в нижней зоне;

$(\delta_{об} + \Delta\delta_{об})$  – наибольшая толщина стенки оболочки в месте ее соединения с опорным кольцом или опорной колоннадой.

Если опорная база ствола имеет постоянную толщину по всей высоте и загружена симметричной вертикальной нагрузкой, уравнение для определения меридиональных  $N_1$  и кольцевых  $N_2$  усилий существенно упрощаются:

$$N_1 = -\frac{Q_\psi}{2\pi r \sin \psi}; \quad (6.24)$$

$$N_2 = -\left(p_3 - \frac{N_1}{R}\right) \frac{r}{\sin \psi}; \quad (6.25)$$

где  $Q_\psi$  – равнодействующая всех вертикальных нагрузок, действующих на оболочку выше рассматриваемого горизонтального сечения;

$p_3$  – горизонтальная нагрузка на 1 м<sup>2</sup>, действующая перпендикулярно рассматриваемой площадке (составляющая ветровой нагрузки).

Усилия при безмоментном напряженном состоянии в гиперболической оболочке базы ствола под воздействием нагрузок  $p_B \cos \alpha$  и  $p_2 \sin \alpha$  могут быть определены для любой точки поверхности с координатами  $\alpha$  и  $\psi$  (рис. 6.24) по следующим формулам:

$$N_1 = p_B \cos \alpha \frac{a^2}{r^2 \sin \psi}; \quad (6.26)$$

$$N_2 = p_b \cos \alpha \frac{a^6}{b^2 r^4} \sin \psi ; \quad (6.27)$$

$$S = -p_b \cos \alpha \frac{a^3}{b r^2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}} ; \quad (6.28)$$

от нагрузки  $p_2 \sin \alpha$

$$N_1 = p_2 \sin \alpha \frac{b}{r \sin \psi} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}} ; \quad (6.29)$$

$$N_2 = p_2 \sin \alpha \frac{a^4}{b r^3} \sin \psi \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}} ; \quad (6.30)$$

$$S = p_2 \sin \alpha \frac{a^3}{r^3} . \quad (6.31)$$

Значения параметров  $a, \psi, \alpha, r$  приведены выше, ширина  $b$  соответствует размеру сечения в направлении  $y$ .

#### 6.2.4 Фундаменты радиотелевизионных башен

В радиорелейных и радиотелевизионных башнях, выполненных из железобетонных конструкций и имеющих форму ствола цилиндра или конуса, фундаменты выполняют преимущественно в виде сплошных, круглых в плане или кольцевых плит. В отдельных случаях в зависимости от конструктивного решения опорной базы стволов или самих стволов может использоваться также форма многоугольника, квадрата и даже прямоугольника.

При относительно неглубоком заложении фундаментов сам фундамент устраивается без повышенной части. В этом случае фундаментная плита непосредственно соприкасается со стволом башни (рис. 6.25, а) или с опорной базой ствола (рис. 6.25, б), возможен вариант соединения фундамента кольцевой формы со стволом при помощи трапецевидных ног (рис. 6.25, в).

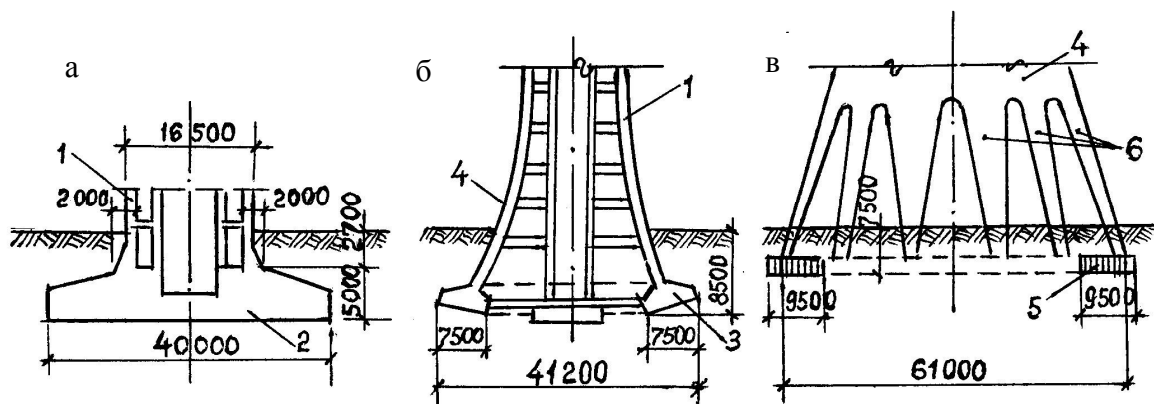


Рисунок 6.25 – Разновидности фундаментов опор стволов:

а – сплошная плита (2) соединена со стволом (1) (Мюнхен); б – кольцевая плита (3) соединена с переходной базой (4) (Берлин); в – кольцевая плита (5) соединена с опорными ногами базы (6) (Москва)



В состав фундамента с повышенной частью помимо фундаментной плиты (сплошной или кольцевой) входит переходный участок от плиты к стволу, большая часть которого расположена ниже поверхности земли. Повышенная часть фундамента выполняется обычно или в виде конической оболочки или монолитной малоэтажной железобетонной этажерки (рис. 6.26).

Выбор конструктивного решения фундамента башенной опоры зависит от ее высоты, размещения на башне наружных обстроек, места строительства сооружения, то есть от факторов, которые определяют величину ветрового изгибающего момента. Конструкция фундамента зависит также от глубины его заложения. Для высоких радиотелевизионных башен ( $H > 200$  м) более целесообразными оказываются фундаменты в виде кольцевой плиты, так как распределение напряжений в основании под подошвой кольцевого фундамента в определенном смысле более оптимально, чем под подошвой сплошной круглой фундаментной плиты. Это мотивировано тем, что отношение момента сопротивления кольца к его площади больше, чем то же отношение у круга (рис. 6.27).

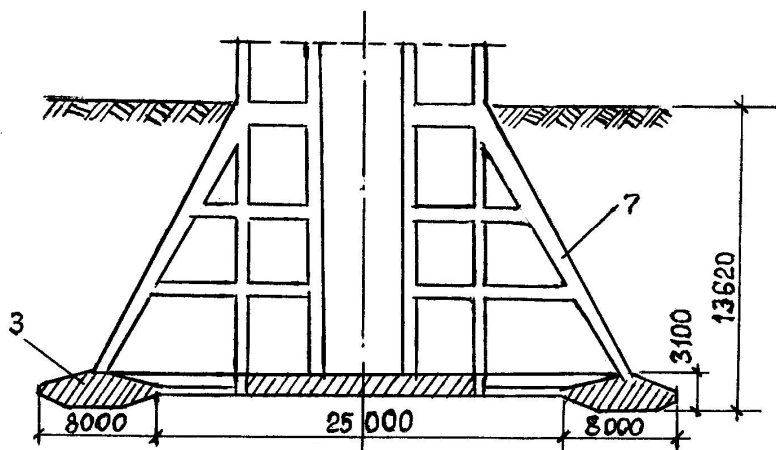


Рисунок 6.26 – Кольцевой фрагмент (3) с переходным участком (7) (Гамбург)

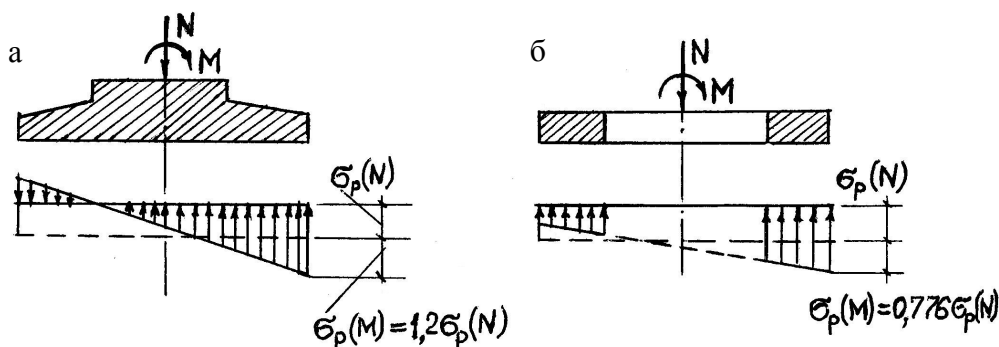


Рисунок 6.27 – К расчету различных типов фундаментов:  
а – сплошная плита; б – кольцевая плита

Проектирование фундаментных плит, особенно кольцевых большого диаметра, необходимо выполнять с учетом опирания на них распорных конструкций (конических и гиперболических оболочек, наклонных ног и т. п.), которые могут вызывать значительное растяжение в плите. Чтобы предотвратить образование нормальных и наклонных трещин

в плите или уменьшить ширину их раскрытия, фундаментные плиты высоких башенных опор часто выполняют предварительно напряженными с натяжением напрягаемой арматуры на бетон. В качестве напрягаемой арматуры применяют или канаты К1400, К1500, или пучки и пряди из высокопрочной проволоки Вр1300. Напрягаемую арматуру чаще всего размещают по наружному контуру фундаментной плиты. Возможны решения, когда предварительно напрягаемая арматура располагается в меридиональном взаимно перпендикулярном или дугообразном направлениях (рис. 6.28). Следует учитывать наличие достаточно большого количества ненапрягаемой арматуры, которая не должна контактировать с напрягаемой. Натяжение арматуры (хотя бы частично) рекомендуется выполнять до возведения конструкций, опирающихся на фундаментную плиту. После натяжения и анкеровки всей напрягаемой арматуры она должна быть надежно защищена слоем бетона (или торкретбетона), возможно применение высокопрочного раствора. Если производится натяжение арматуры на бетон, то всегда необходимо помнить о вероятности систематического увлажнения фундаментных конструкций, что представляет определенную опасность для напрягаемой арматуры (особенно из высокопрочной проволоки Вр1300; Вр1400), расположенной в слое необжатого бетона или раствора, где практически неизбежно появление силовых и усадочных трещин.

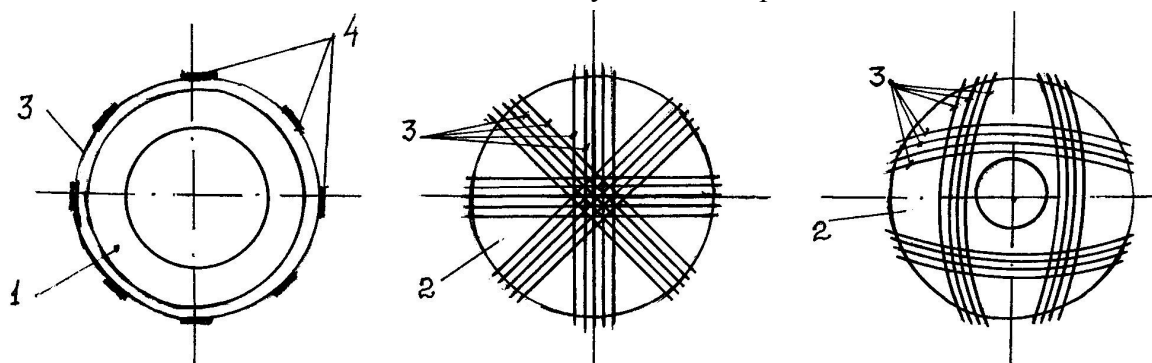


Рисунок 6.28 – Схемы расположения напрягаемой арматуры фундаментных плит: 1 – кольцевая фундаментная плита; 2 – сплошная фундаментная плита; 3 – напрягаемая арматура; 4 – места анкеровки кольцевой напрягаемой арматуры

Фундаменты радиорелейных и радиотелевизионных башен так же, как и других башенных сооружений, выполняют из бетона повышенных классов (С25/30; С30/35). Арматурные сетки плит и каркасы необходимо выполнять вязанными для обеспечения повышенной надежности и безопасности в процессе эксплуатации. Кроме того, рекомендуется устанавливать во время строительства контрольно-измерительные датчики (индикаторы, реперы, угломеры) для фиксации поведения фундаментов в процессе воздействия ветровых, температурных и технологических нагрузок. Так как большинство радиорелейных и радиотелевизионных башен относится к разряду объектов «экспериментального строительства», то применительно к ним необходимо соблюдать требования ДБН В.1.2-5:2007 «Научно-техническое сопровождение объектов строительства». Эти нормы предусматривают дублирующие расчетно-теоретические расчеты и мониторинг поведения объекта на всех этапах его жизненного цикла – от проектирования, эксплуатации до полного демонтажа.

Ненапрягаемой арматурой служит, как правило, арматура классов А400С, А500С; используется также проволочная арматура В500. Сопряжения арматурных стержней

выполняется внахлест, с перепусканием не менее чем на 35–40 диаметров сопрягаемой арматуры.

### 6.3 Вопросы к разделу 6

1. Какие сооружения относятся к башенному типу?
  2. Какие существуют разновидности водонапорных башен?
  3. Различные формы железобетонных резервуаров.
  4. В чем состоит принципиальное отличие резервуара Интце от других резервуаров?
  5. Конструктивные решения стволов и фундаментов водонапорных башен.
  6. Как определяется период собственных колебаний водонапорной башни?
  7. Особенности расчета стволов водонапорных башен по деформируемой схеме.
- Определение дополнительного момента от вертикальных нагрузок.
8. Чем отличаются радиорелейные и радиотелевизионные башни?
  9. Основные геометрические параметры радиорелейных башен.
  10. Основные геометрические параметры радиотелевизионных башен.
  11. Наиболее знаменитые радиотелевизионные железобетонные башни.
  12. Формы стволов железобетонных радиотелевизионных башен.
  13. Конструктивные разновидности наружных обстроек башен.
  14. Расчет стволов железобетонных башен. Виды нагрузок на башни.
  15. Расчетная схема ствола башни с учетом деформируемой схемы.
  16. Расчет радиотелевизионной башни на устойчивость.
  17. Особенности конструктивного решения и расчета фундаментов радиотелевизионных башен.

## 7 МЕТРОПОЛИТЕНЫ

### 7.1 Общие сведения о метрополитенах

Наряду с решением архитектурно-планировочных задач и проблем инженерного обустройства, осваиваемых территорий развитие современного города, предполагает также совершенствование внутригородской транспортной системы, в первую очередь той ее части, которая относится к пассажирским перевозкам. Рост пассажирооборота, увеличение дальности передвижений, необходимость сокращения времени на поездки требуют увеличения скорости сообщения с одновременным повышением надежности, безопасности и комфортности пассажирских перевозок. В условиях современного крупного города этим требованиям в полной мере обеспечивает метрополитен – городская внеуличная железная дорога.

Каждый новый город, где начинается строительство метрополитена, каждая новая линия на действующем метрополитене – это новая страница в проектировании и строительстве, неприменимый творческий поиск и обогащение ранее приобретенного опыта.

Подземные сооружения метрополитена – это комплекс объектов, создание которых – одна из технически сложных и трудоемких отраслей современного строительства с высоким уровнем стоимости. В этой связи большое значение приобретают вопросы подготовки квалифицированных кадров инженеров-тоннельщиков, обладающих необходимыми профессиональными знаниями в области метростроения.

Одной из основных проблем города является решение городской транспортной проблемы, связанной, в первую очередь, с возрастанием количества автомобилей, в 4-5 раз опережающих темпы роста народонаселения, исчерпанием пропускной способности уличных магистралей, нехваткой мест для стоянок автомашин.

Структура современных больших городов немыслима без разветвленной сети транспортных магистралей, которые пронизывают весь жилой и промышленный «организм» города, обеспечивая перемещение всего населения в различных направлениях.

При интенсивном росте городов объем пассажирских перевозок становится настолько значительным, что существующая сеть наземных линий пассажирского транспорта (трамвай, троллейбус, автобус) уже не может обеспечить возросший уровень перевозок и разрешить городскую транспортную проблему.

Обычный трамвай используется как основной вид транспорта на городских улицах с пассажиропотоками от 5 до 10 тыс. пассажиров в час в одном направлении. Троллейбус и автобус рационально использовать на направлениях с пассажиропотоками 3–8 тыс. пассажиров в час. При шестивагонном составе метрополитен обеспечивает провозную способность линии до 50 тыс. человек в 1 час в одном направлении. Кроме того, если уличный массовый пассажирский транспорт решает проблему перевозки пассажиров в пределах 5–6 км, то метрополитен расширяет этот диапазон до пределов городской территории.

Как наиболее эффективный и удобный вид городского транспорта, обеспечивающий скоростные регулярные (интервалы движения от 1,5 до 5 мин) массовые

перевозки пассажиров с гарантированным временем поездки, метрополитен имеет большое социальное значение. Существенно возрастает роль метрополитена в связи с ростом численности населения и увеличением границ городов, особенно с развитием пригородной зоны. В то же время метрополитен – это большой и сложный комплекс различных инженерных сооружений, оснащенных современной автоматизированной техникой, обеспечивающей непрерывность пассажирских перевозок по четкому графику.

При разработке генеральных схем метрополитенов учитывается их зависимость от планировочной структуры города, поэтому линии метро прокладывают вдоль основных жилищных массивов, промышленной зоны и культурно-бытовых объектов. В свою очередь линии метрополитена формируют ось планировочных направлений перспективного развития городской застройки, а станции и пересадочные узлы метро, влияя на направление пешеходных и транспортных потоков, на расположение остановок наземного общественного транспорта, являются местами наиболее эффективного сосредоточения объектов массового тяготения населения, главных центров внутригородских связей [15, 16].

В самом распространенном узком понимании метрополитен представляет собой подземную внеуличную электрическую железную дорогу, предназначенную для перевозки пассажиров и их обслуживания в процессе перемещения к станциям посадки и высадки. Однако в широком понимании метрополитен в настоящее время включает целую группу разновидностей транспортных средств, позволяющих в условиях насыщенной городской среды перемещать пассажиров максимально быстро на дальние расстояния. Отличительной особенностью этих транспортных средств является отсутствие в их направлении движения пересечений с другими транспортными линиями на одном уровне.

К числу разновидностей метрополитенов можно отнести:

- метротрамы, то есть подземное транспортное средство с использованием в качестве подвижного состава не железнодорожных вагонов, а трамвайных вагонов с увеличением их количества (три-четыре) и системой электрозапитки, как у обычных трамваев; наличие подземных станций посадки и высадки;

- открытая железнодорожная система, огражденная с двух сторон и пронизывающая городскую территорию в заданном направлении; используются специальные вагоны железнодорожного типа, приспособленные для быстрой посадки и высадки пассажиров; в ряде случаев эта транспортная система может проходить под землей на расстоянии 2-5 км и более с устройством подземных станций;

- облегченная транспортная система (LRT), включающая упрощенные трамвайные вагоны, движущиеся по железнодорожному полотну на открытой поверхности земли или по тоннелю.

Могут использоваться также комбинации из приведенных разновидностей транспортных систем, а также подземные фуникулеры протяженностью 800–1200 м.

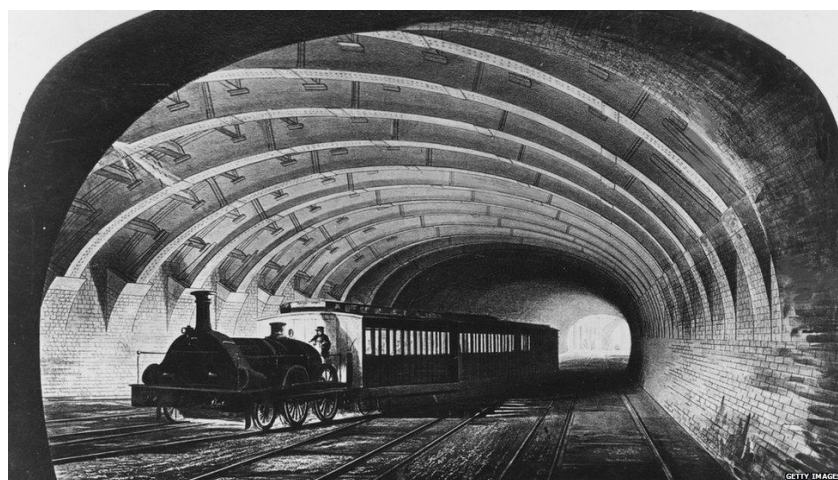
К разряду внеуличных транспортных средств относятся также монорельсы, расположенные, как правило, на повышенных эстакадах, однако относить их к разновидностям метрополитенов нельзя, так как и система вагонов, и система электрозапитки принципиально отличается от транспортных систем метрополитенов.

Слово «метрополитен», скорее всего, происходит от греческого слова  $\mu\eta\tau\rho\omicron\pi\omicron\lambda\iota\varsigma$  – столичный, главный город; могло повлиять также название строительной фирмы, возводившей первый метрополитен в мире – «Metropolitan Railways» – столичные железные дороги.

Первый в мире метрополитен был построен в 1863 г. в Лондоне компанией «Метрополитен» по проекту Чарльза Пирсона (рис. 7.1). Длина первой линии метрополитена составляла 3,6 км и соединяла ряд вокзалов британской столицы. Движение поездов осуществлялось паровозами. Данный отрезок пути пассажиры преодолевали за 33 минуты. За первый день было перевезено 30 тыс. пассажиров, а за первый год эксплуатации – около 10 млн пассажиров; в 1884 г. длина метрополитена уже составляла 21 км с 27 станциями, из которых 10 были привокзальные. Первая в мире электрифицированная линия метро длиной 5 км была сооружена в Лондоне в декабре 1890 г. и соединяла район Сити с Южно-Лондонской железной дорогой. К 1905 г. все линии лондонского метрополитена были переведены на электрическую тягу. Современные станции Лондонского метрополитена приведены на рисунке 7.2. Следующим после лондонского стал метрополитен в Глазго (1896 г.) Англия.



а

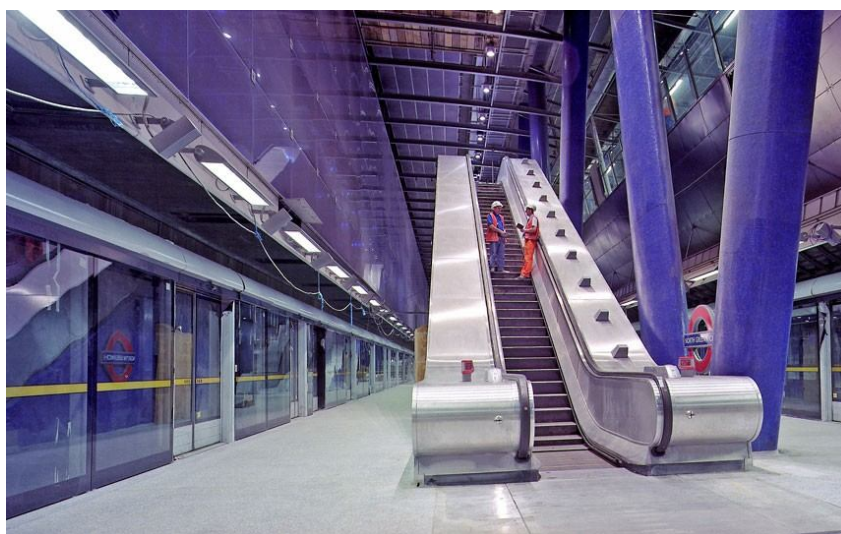


б

Рисунок 7.1 – Первая в мире линия метрополитена в Лондоне:  
а – посадочная станция «WAPPING»; б – перегонный тоннель сводчатого типа

Второй в мире метрополитен был сооружен в 1868 г. в Нью-Йорке и представлял собой надземную железную дорогу, расположенную, в основном, на эстакадах с использованием канатной тяги. Впоследствии все надземные участки были заменены на подземные, а первая линия была открыта в 1904 г. [59, 61]

Строительство метрополитенов в разных странах развивалось достаточно интенсивно. Так, если в начале XX века в Англии, Австро-Венгрии, США и Франции действовало шесть метрополитенов, то уже в середине века 25 метрополитенов функционировали в 15 странах. По статистическим данным на период 1994–1995 гг. метрополитены эксплуатировались в 100 городах на шести континентах.



а



б

Рисунок 7.2 – Современные станции Лондонского метрополитена:  
а – станция «Норт-Гринвич»; б – станция «Вестминстер»



На европейском континенте старейшими являются метрополитены Будапешта (1896 г.), Парижа (1900 г.), Берлина (1902 г.), а также Гамбурга (1912 г.).

Иногда к числу старейших метрополитенов Европы в Турции причисляют Стамбульский «Тюнель» (европейская часть города, 1875 г.), несмотря на то, что он является, по сути, подземным фуникулёром (полноценный стамбульский метрополитен открылся только в 2000 г.), и Афинский метрополитен, который, однако же, в момент открытия (1869 г.) представлял собой обычный городской поезд. В 1904 г. линия была электрифицирована, использовался третий рельс; с этого момента её хотя бы условно можно было причислить к метрополитенам. Не относится к числу старейших и Венский метрополитен: в 1898 г. в Вене открылась городская железная дорога, а в 1966 г. – подземный трамвай, только в 1970-х ставший основой настоящего метрополитена.

Сегодня полноценные метрополитены и метротрамы существуют в 170 городах земного шара и охватывают практически все континенты, кроме Австралии.

Наиболее развита сеть метрополитенов и их разновидностей в США: в 11 городах этой страны действуют основные типы метрополитенов, а в 20 городах – разновидности метрополитенов – метротрамы, LRT, открытые железнодорожные системы, облегченные транспортные системы и их комбинации с выходом за пределы больших городов.

На втором месте находится Китай. В этой стране метрополитены и их разновидности используются в 23 городах. Примечательно, что в 40 городах строятся новые линии метрополитенов и планируются дополнительные линии.

Самым крупным метрополитеном в мире является метрополитен Нью-Йорка, имеющий 26 транспортных линий, используется 1056 км пути и 468 посадочных пассажирских станций. Интерьер этих станций не отличается особой привлекательностью, но функционально они устроены очень рационально.

На втором месте находится метрополитен Шанхая, имеющий 14 линий, протяженность путей – 548 км, 329 посадочных станций. Год строительства этого метрополитена – 1993 г. Весьма развита система линий метрополитена в Корее, в Сеуле: 18 линий, протяженностью 395 км и 429 станций (1974 г. строительства). В Пекине протяженность путей составляет 527 км, имеются 17 линий и 270 станций.

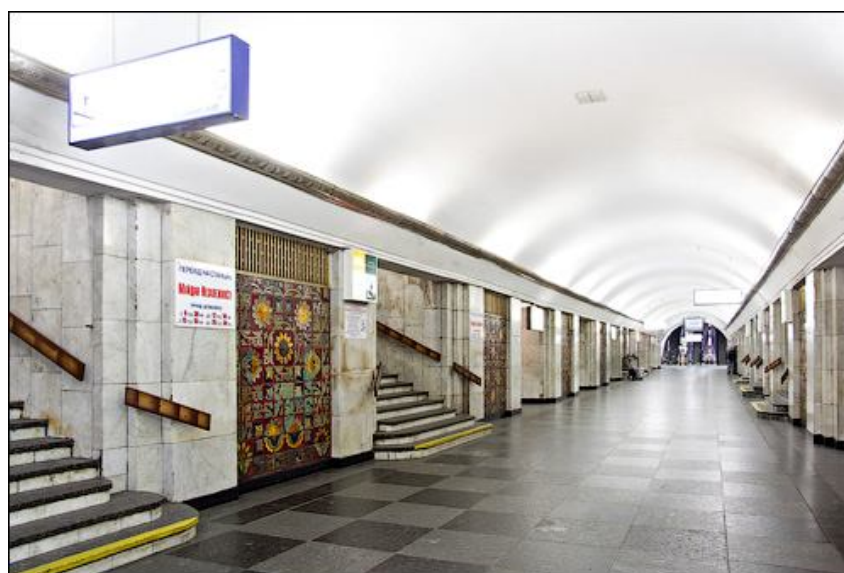
Самые маленькие метрополитены: в венесуэльской Валенсии, бразильском Сальвадоре, индийском Гургаоне и итальянской Катании. Лозанна, Брешия и Ренн – самые маленькие города мира, имеющие метрополитены.

На Украине метрополитены эксплуатируются в городах Киеве, Харькове и Днепропетровске, а также метротрам в городе Кривой Рог протяженностью 17,7 км с 11 станциями. Интенсивный рост городов Украины, как и в других странах, приведет к необходимости развития сети метрополитенов во всех крупных городах страны, включая Львов, Одессу, Донецк, Запорожье и другие города. На рисунке 7.3 приведены станции «Университет» (г. Харьков) и «Крещатик» (г. Киев).





а



б

Рисунок 7.3 – Станции метрополитенов в Украине:  
а – станция «Университет» (г. Харьков); б – станция «Крещатик» (г. Киев)

## 7.2 Разновидности метрополитенов

Существующие линии метрополитенов и их разновидности можно условно разделить на три основные группы: надземные, наземные и подземные. При этом в каждой группе можно выделить подгруппы, характеризующие специфику местности, инженерно-геологические условия, наличие существующего транспорта и т. п. На рисунке 7.4 схематически изображено расположение указанных групп по отношению к уровню земли.

*Надземные* линии метрополитенов располагают на эстакадах на высоте, определяемой габаритами наземного транспорта, рельефом местности и условиями городской застройки.

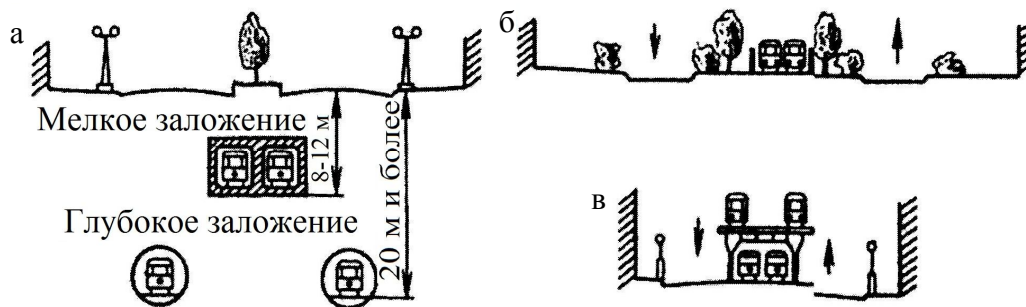


Рисунок 7.4 – Расположение метрополитенов в профиле городской улицы: а – под землёй; б – на уровне земли; в – над землёй

Первые линии метрополитенов, сооруженные в позапрошлом и прошлом столетиях, были надземными, так как при использовании поездов с паровой тягой подземные линии метрополитенов трудно эксплуатировать из-за дыма и копоти. С переходом на электрическую тягу надземные линии утратили свои преимущества. Несмотря на это в некоторых странах продолжали строить линии метрополитенов на эстакадах из-за их меньшей стоимости по сравнению с подземными линиями. Например, в Нью-Йорке протяжение линий метрополитенов, расположенных на эстакадах, составляло 140 км.

Широко распространены надземные метрополитены в Чикаго, Бостоне, Филадельфии, Гамбурге. Впоследствии развитие городов привело к необходимости отказа от эстакад и перевода надземных линий под землю. В Нью-Йорке надземные линии с 1956 г. перестали существовать вообще, а в Чикаго и других городах их также постепенно заменяют подземными.

В некоторых случаях устройство надземных участков линий метрополитенов оправдывается топографическими особенностями городов, особенно при пересечениях рек, автомобильных и железных дорог.

*Наземные* линии метрополитенов, т. е. расположенные на поверхности земли, существуют во многих городах мира, и их в настоящее время их проектируют для концевых участков отдельных линий метрополитенов.

Как правило, наземные линии располагают в малонаселенных районах города, на его окраинах, чаще всего в выемках, позволяющих в будущем, с развитием города, превратить эти линии в подземные. Наземные линии метрополитенов отличаются от обычных железнодорожных линий пригородного сообщения главным образом способом питания электроэнергией.

*Подземные* линии являются основным видом линий метрополитенов и имеют преимущественное распространение. В большинстве городов мира современная сеть метрополитенов состоит только из подземных линий.

Подземные линии метрополитенов располагают на глубине от 5 до 50 м и более от поверхности земли [59].

При глубине заложения до 20 м метрополитен характеризуется мелким заложением, при глубине от 20 м до 100 м – глубоким заложением, а при глубине от 100 м и более – сверхглубоким заложением.

Помимо собственно метрополитенов в некоторых городах мира имеются трамвайные и железнодорожные линии, проходящие под поверхностью земли.

Сооружение глубоких вводов под землей требует значительных расходов ввиду высокой стоимости тоннелей, обеспечивающих железнодорожный габарит, поэтому применяют также другой, более экономичный способ связи пригородных железных дорог с линиями метрополитенов – так называемые вылетные линии метрополитенов. Их выводят за пределы города, прокладывают по поверхности и примыкают к платформам станций пригородных железных дорог. Сооружение вылетных линий обходится значительно дешевле, но эксплуатация таких линий, особенно при большой их протяженности и в зимнее время, затруднительна.

В некоторых городах линии метрополитена допускают пропускание железнодорожных поездов, например в Лондоне, где для движения железнодорожных поездов используют некоторые участки линий метрополитена, а для движения поездов метрополитена, в свою очередь, используют железнодорожные линии, расположенные в пределах города.

Метрополитен строят, как правило, в городах с населением более 1 млн человек. Устройство и эксплуатация метрополитенов и железных дорог аналогичны. Ширина колеи – 1520 мм.

Подземные линии метрополитена представляют собой сложный комплекс инженерных сооружений, призванных обеспечить четкую организацию транспортного движения поездов, посадку и высадку пассажиров, что предусматривает их классификацию на основные и вспомогательные [59, 60].

К основным сооружениям метрополитена относятся путевые сооружения, предназначенные для обеспечения движения поездов, и стационарные комплексы для посадки, высадки и пересадки пассажиров.

В состав путевых сооружений входят перегонные тоннели, камеры съездов, тупики, раструбы и выходы перегонных тоннелей на поверхность.

*Перегонные тоннели* – участки тоннелей между станциями, в которых расположены главные пути, составляют основную часть подземных коммуникаций метрополитена. Пути разных направлений могут быть расположены в одном тоннеле, также путь каждого направления размещают в однопутном тоннеле.

*Камеры съездов* – сооружения, предназначенные для размещения переводов на тех участках линии, где подвижной состав переводят с одного пути на другой. На этих участках сечение тоннеля с уширением междупутья постепенно увеличивается, позволяя разместить пути каждой ветки в одиночном тоннеле.

*Тупики* – предназначены для организации оборота поездов, для отстоя и мелкого ремонта вагонов. Располагают их между главными путями за станцией. Тупики могут быть однопутными или двупутными.

*Раструбы* – участки линий метрополитена, где один двупутный тоннель разветвляется на два однопутных.

*Выходы перегонных тоннелей на поверхность* устраивают при переходе подземной части трассы на наземную её часть или для связи тоннелей метрополитена с депо.

*Станционные комплексы* включают платформенный участок, где расположены поездные пути и пассажирская платформа (или платформы); служебные помещения и сооружения для связи платформы станции с поверхностью земли или со станцией пересадки.

Дополнительно в комплекс сооружений, устройств и оборудования метрополитена входят путь и путевое хозяйство, подвижной состав, станционное хозяйство, устройства сигнализации, централизации, блокировки и связи, устройства электроснабжения, эскалаторное хозяйство, устройство туннельной вентиляции, водоснабжения, отопления, водоотвода, канализации, восстановительные и противопожарные средства.

Подвесная железная дорога (монорельс) в Вуппертале (Германия), также фактически является полноценным метрополитеном (рис. 7.5).

Учитывая всю многогранность и сложность структуры метрополитенов, при проектировании данных сооружений необходимо использование глубоких знаний в области строительной механики, строительства железных дорог, горнопроходческого и шахтного строительства, маркшейдерского дела, механики сыпучей среды твердого тела, мостостроения, а также целой группы других наук, в частности габаритного машиностроения, электротранспорта, электроснабжения, гидрогеологии, экологии и многих других.



Рисунок 7.5 – Подвесная железная дорога (монорельс) в Вуппертале (Германия)

Нормативными документами на проектирование метрополитенов являются ДБН Д.2.2-29-99 «Тоннели и метрополитены»; ДБН В.2.3-7-2010 «Метрополитены»; ДБН В.1.2-15:2009 «Мосты и трубы. Нагрузки и воздействия» [4, 5, 15].

### **7.3 Перегонные тоннели**

Перегонные тоннели мелкого заложения, сооружаемые открытым способом, имеют сечение прямоугольной формы. По числу путей перегонные тоннели делятся на однопутные, двупутные и многопутные. Для обеспечения надежной и безопасной

эксплуатации тоннеля решающее значение имеет правильный выбор материала и конструкции тоннельной обделки. В качестве материала тоннельных обделок может использоваться бетон, железобетон и металл, а по конструкции они могут быть сборными или монолитными. Конструкция и материал туннельных обделок должны обеспечивать достаточную прочность, долговечность, простоту, экономичность в изготовлении, герметичность и возможно более высокий уровень механизации работ при ее возведении.

При сооружении тоннелей глубокого заложения наиболее распространены обделки из сборных элементов. Обделки из монолитного бетона или железобетона применяются только при сооружении тоннелей с разработкой забоя отдельными частями без применения проходного щита.

При щитовом способе разработки забоя имеет также место применение обделки тоннелей из прессованного бетона.

Основные типы перегонных тоннелей приведены на рисунке 7.6. Первый тип односводчатых совмещенных тоннелей применяется в условиях их глубокого заложения, а также в местах примыкания раструбов и выходов перегонных тоннелей на поверхность.

Второй тип круглых раздельно расположенных тоннелей наиболее широко используется на значительных по протяженности участках и представляет собой надежную и долговечную конструкцию в условиях глубокого и сверхглубокого заложения метрополитена. Однако стоимость таких тоннелей очень высокая.

Прямоугольные перегонные тоннели в последнее время используют чаще, они применяются, в основном, в метрополитенах мелкого заложения и в большинстве случаев возводятся открытым способом, собираются из сборных замкнутых железобетонных блоков.

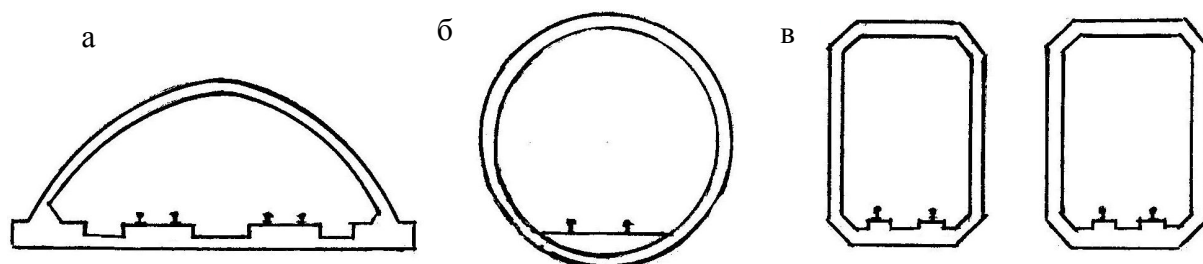


Рисунок 7.6 – Наиболее употребимые типы конструктивных решений перегонных тоннелей:  
а – односводчатые двупутные; б – раздельные круглые однопустотные; в – раздельные прямоугольные

Очень важным конструктивным элементов перегонных тоннелей является их так называемая обделка, то есть состав несущей части внутренней ограждающей оболочки.

Для устройства обделки тоннелей метрополитенов используют сборные чугунные или железобетонные элементы, а также монолитный бетон и железобетон. Эти материалы достаточно прочны и долговечны и позволяют вести работы индустриальными методами. Для перегонных тоннелей широко применяют сборные обделки из железобетонных блоков, а в осложненных гидрогеологических условиях строительства (при неустойчивых обводненных грунтах, большом гидростатическом напоре воды и большом горном давлении) – сборные обделки из чугунных тубингов. Обделки тоннелей мелкого заложения, сооружаемых открытым способом, выполняют из сборных железобетонных крупноразмерных конструкций (рис. 7.7).



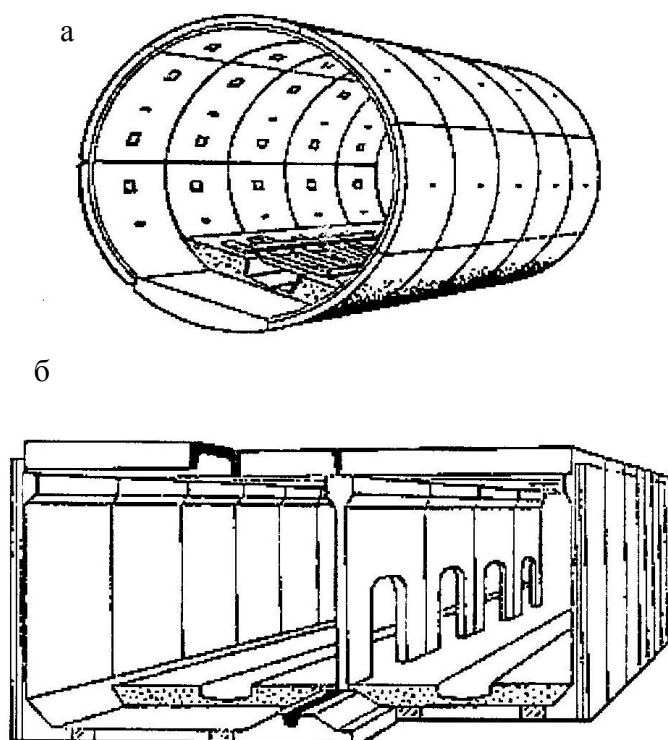


Рисунок 7.7 – Разновидности обделок перегонных тоннелей:  
а – тоннель кругового очертания; б – тоннель прямоугольного совмещенного типа

Блоком называют элемент сплошного замкнутого сечения с гладкими поверхностями, тюбингом – элемент с ребристой внутренней поверхностью. Грани блоков и тюбингов, по которым они соединены в кольцо (направленные параллельно оси тоннеля), называют продольными, или радиальными, а грани, соединяющие отдельные кольца между собой (перпендикулярные оси тоннеля), – поперечными, или кольцевыми (круговыми). Сборная чугунная обделка тоннеля представляет собой ряд соединенных в трубу широких колец, каждое из которых собрано из отдельных элементов – тюбингов, называемых иногда сегментами (рис. 7.8).

Чугунный тюбинг имеет вид ребристой коробки, дно которой – спинка тюбинга – выполнено по круговой кривой, соответствующей радиусу кольца обделки тоннеля. Тюбинг имеет два радиальных (продольных) борта, плоскость которых образует продольные стыки (швы) в готовой обделке, а также два кольцевых (поперечных) борта, которые в готовой обделке образуют кольцевые стыки (швы). Края бортов тюбинга, обращенные внутрь кольца обделки, имеют специальные выемки – фальцы, которые при сборке обделки образуют так называемые чеканочные канавки. Внутри тюбинга, между радиальными и кольцевыми бортами, расположены упрочняющие перегородки – ребра жесткости: кольцевое и 2–3 (в зависимости от конструкции тюбинга) радиальных (узкий ключевой, или замковый, тюбинг радиальных ребер жесткости не имеет). Болтовые отверстия в бортах тюбинга используются для соединения смежных тюбингов в кольцо, а колец – в обделку тоннеля. В спинке тюбинга имеется закручивающееся металлической пробкой отверстие для нагнетания за обделку специальных уплотняющих и гидроизолирующих растворов (рис. 7.9).

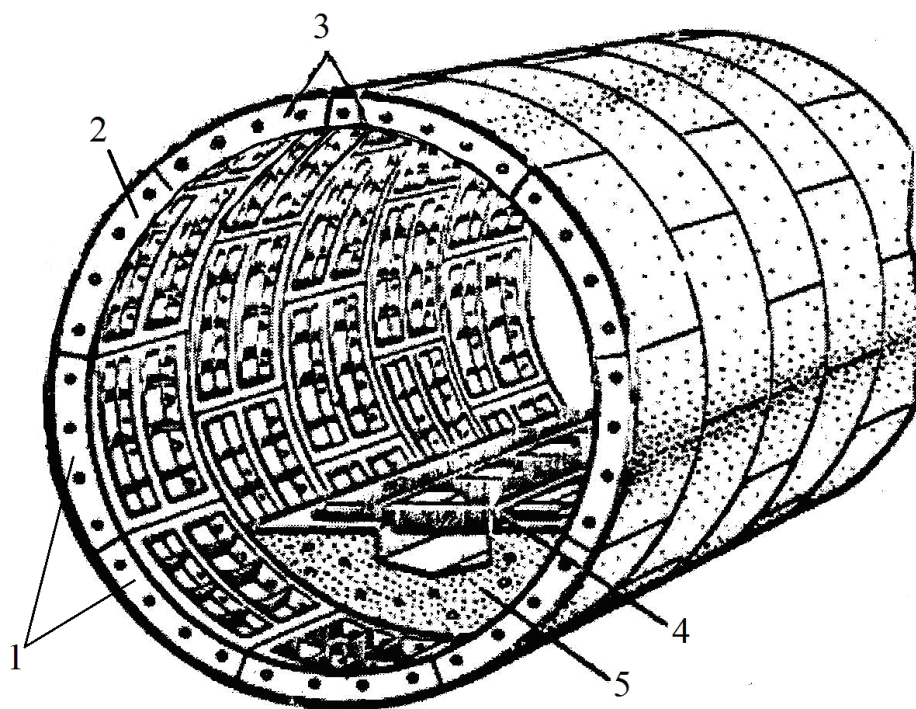


Рисунок 7.8 – Сборная тоннельная оболочка из чугуных тюбингов:  
1 – нормальные (обычные) тюбинги Н; 2 – смежные с ключевыми тюбингами С;  
3 – ключевой (замыкающий или замковый) тюбинг; 4 – рельсовый путь; 5 – бетонное основание пути

Два тюбинга, смежных с ключевым, имеют по одному скошенному борту. Тюбинги, поступающие с завода, маркируются: нормальные (в средней части кольца) – Н, смежные с ключевыми – С и ключевые – К (рис. 7.9).

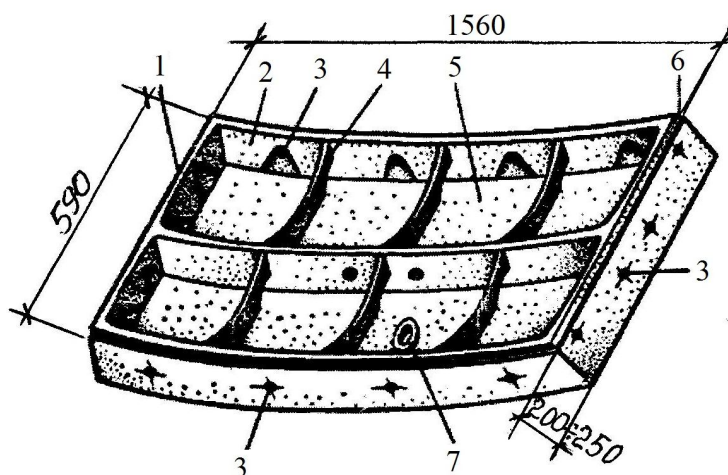


Рисунок 7.9 – Конструкция чугуного тюбинга:  
1 – радиальный (продольный) борт; 2 – кольцевой (поперечный) борт; 3 – болтовое отверстие; 4 – ребро жесткости; 5 – спинка тюбинга; 6 – фальцы;  
7 – отверстие для нагнетания уплотняющих и гидроизолирующих растворов

Число элементов в кольце зависит от его диаметра и конструкции обделки. Для перегонных тоннелей метрополитена приняты стандартные размеры колец из чугуных тюбингов: ширина (измеряется вдоль тоннеля) – 0,6 м, наружный диаметр – 5,5 м, внутренний диаметр – 5,1 м, высота бортов – 0,2–0,25 м.

Размеры отверстий для болтов, скрепляющих тубинги, для облегчения сборки приняты на 4–6 мм больше диаметра болтов. Для обделок наружным диаметром 5,5 м применяют болты диаметром 27 мм и длиной 120 мм, а для обделок наружным диаметром 6 м – болты диаметром 30 мм и длиной 130 мм.

В связи с большой стоимостью и дефицитом металла (чугуна) в последнее время в качестве обделки метротоннелей и метростанций стали широко применять железобетонные сборные тубинги. Эти тубинги отличаются простотой изготовления, невысокой стоимостью, меньшим весом, упрощенной технологией монтажа и доступной ремонтоспособностью, хотя уступают чугунным тубингам по долговечности и коррозионной стойкости.

На рисунке 7.10 приведен пример конструктивного исполнения железобетонного тубинга с опалубкой и армированием для стандартного метротоннеля с наружным диаметром 5,5 м. Помимо этих тубингов в метростроении используются и другие размеры сборных железобетонных блоков и элементов, являющихся составными частями перегонных тоннелей и отдельных станций сводчатого или панельно-балочного типа (рис. 7.7, а, б).

Параметры перегонных тоннелей зависят от габаритов железнодорожного вагона, а также внутренних коммуникаций, расположенных в тоннеле. При этом очень важное значение имеет габарит приближения вагона к несущим конструкциям и вылет вагона на криволинейных участках железнодорожного пути. Данные размеры строго нормируются и принимаются с достаточным коэффициентом запаса, чтобы даже в экстренных аварийных ситуациях не допустить столкновения вагонов с конструкциями обделки [61].

На рисунке 7.11 приведены параметры наиболее употребимого круглого сечения перегонного тоннеля, выполненного из чугунных тубингов, и габаритные размеры сечения метровагона.

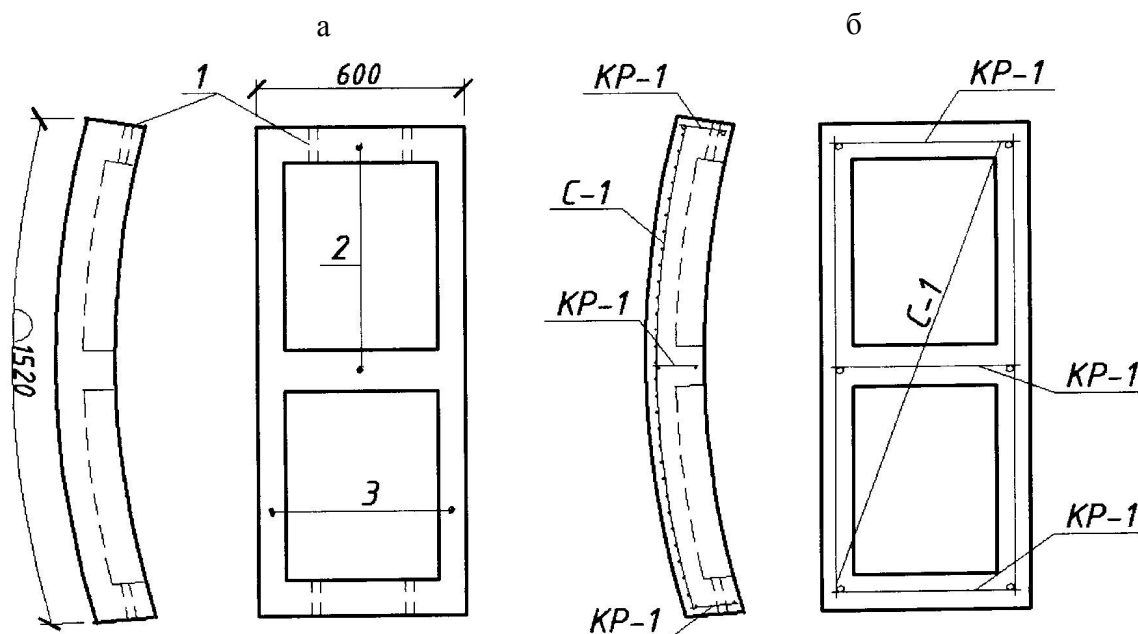


Рисунок 7.10 – Железобетонный тубинг обделки станционных и перегонных тоннелей: а – основные размеры; б – схема армирования; КР-1 – плоский каркас; С-1 – сварная сетка; 1 – отверстия для скрепления тубингов в кольцо; 2, 3 – поперечные и продольные ребра





платформенного участка крайние тоннели соединяются со средними проходами. В местах проходов тоннели имеют общие опоры в виде пилонов, на которые опираются своды.



Лондонский метрополитен. Станция «Ланкастер Гейт» пилонного типа

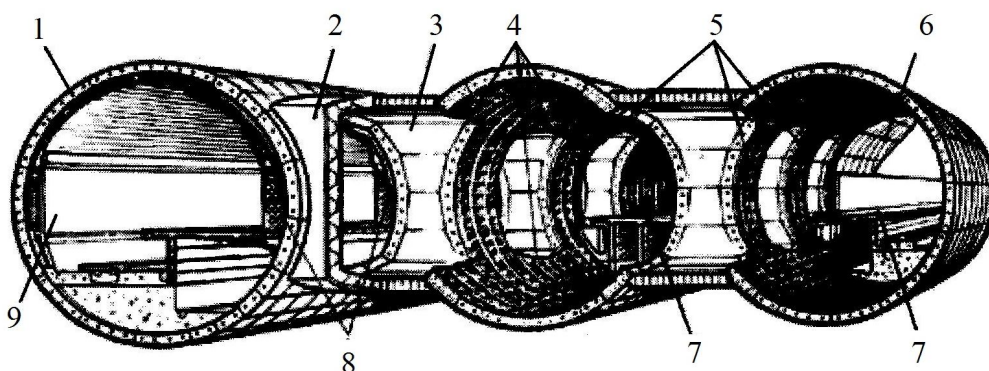


Рисунок 7.12 – Конструктивная схема пилонной станции из чугунных тубингов:

- 1 – нормальное тубинговое кольцо в глухой части станции; 2 – железобетонная обделка прохода;
- 3 – проход; 4 – клинчатая перемычка проемной части станции; 5 – пилон; 6 – водоотводящий зонт;
- 7 – платформа; 8 – обстройка пилонной части; 9 – путевая стена

Для станционных тоннелей этой конструкции применяют обделки кругового очертания диаметром 8,5 м, которые состоят из нормальных колец и колец проемной части.

Для устройства проходов в круговой обделке тоннелей делают проемы (в боковых тоннелях – с одной стороны, а в среднем – с обеих сторон). Для этого в нормальные кольца среднего и боковых тоннелей монтируют специальные проемные рамы. Сверху и снизу проемы перекрыты клинчатыми перемычками, образуемыми специальными фасонными тубингами, опирающимися на расположенные по бокам проема тубинги. Верхние и нижние проемные перемычки и боковые тубинги образуют раму проема, а тубинги, входящие в раму, называются рамными. Сверху и снизу к раме примыкают тубинги нормального кольца. Между проемами расположены замкнутые усиленные пилонные кольца, собранные из тубингов, имеющих среднее ребро жесткости.

Соединительные проходы между тоннелями имеют железобетонную замкнутую обделку с металлоизоляцией.

Конструкция пилонной станции из сборного железобетона (рис. 7.13) аналогична конструкции станций из чугунных тюбингов и состоит из трех параллельных тоннелей с наружным диаметром 8,5 м. Каждое кольцо обделки состоит из железобетонных ребристых блоков коробчатого сечения (тюбингов, рис. 7.13). Средний тоннель сообщается с боковыми тоннелями 5–6 проходами с каждой стороны по 3 м шириной.

Перекрытие верхней и нижней частей проемов в тоннелях выполнено с помощью монолитных железобетонных балок, опирающихся на специальные дополнительные опорные блоки, устанавливаемые в пилонных кольцах. При строительстве станции вначале сооружают боковые и средний тоннели, после этого бетонируют железобетонные балки (перемычки) и раскрывают проемы.

Первоначально обделка тоннелей таких станций выполнялась, как правило, из чугунных тюбингов. Но такие тюбинги стоят дорого и в настоящее время применяются только при сооружении станций в сложных гидрогеологических условиях. Основное отличие новой конструкции – замена обделок из чугунных тюбингов на сборный железобетон в различных сочетаниях.

*Колонные станции глубокого заложения* – тип станции метрополитена, представляющей собой центральный и два боковых зала, взаимопересекающиеся разомкнутые кольца обделок которых опираются на общий для каждой пары залов конструктивный элемент – колонну.

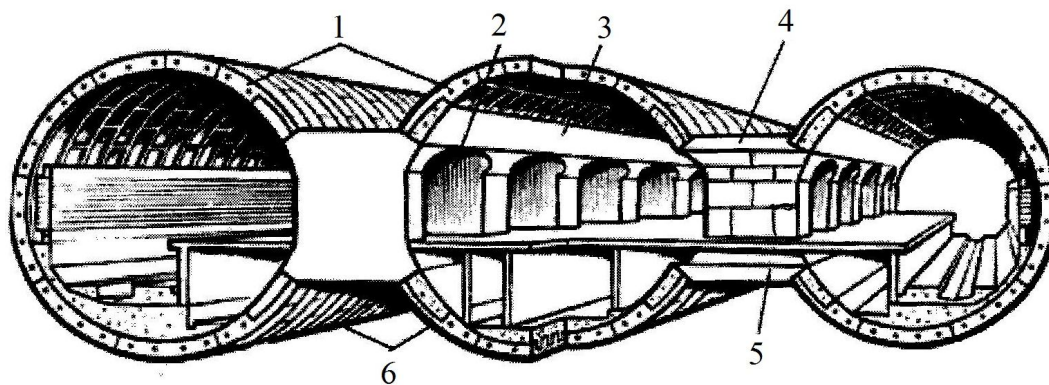


Рисунок 7.13 – Схема пилонной станции с железобетонной обделкой и перекрытием проемов железобетонными балками: 1 – верхний фасонный тюбинг; 2 – проход из центрального зала к платформе; 3 – верхние монолитные железобетонные балки проема; 4 – бетонная обделка прохода; 5 – нижние железобетонные балки проема; 6 – нижний фасонный тюбинг

В строительстве используются две конструктивные схемы трехсводчатых колонных станций. Первая схема (рис. 7.14, а) предусматривает опирание разомкнутых обделок на колонны (2) через стандартные арочные тюбинговые клинчатые перемычки (1), входящие в состав колец обделки тоннелей аналогично пилонным станциям. Это делает колонную станцию полносборной. По второй схеме (рис. 7.14, б) разомкнутые обделки тоннелей опираются на колонны (4) через сплошные прогоны (3), которые устанавливают внутри боковых тоннелей. В обоих случаях свод среднего тоннеля может быть выше и шире, чем своды боковых тоннелей. Примером беспрогонной полносборной

колонной станции из чугунных тубингов (рис. 7.15) может служить конструкция с использованием в боковых тоннелях типовой чугунной обделки диаметром 8,5 м. В пределах платформенного участка в боковых тоннелях устанавливают спаренные стандартные клинчатые перемычки, опирающиеся на стальные колонны.

Основным преимуществом колонной станции является значительно большая пропускная способность, нежели у пилонной станции.



Станция «Кандидплац» Мюнхенского метроплитена

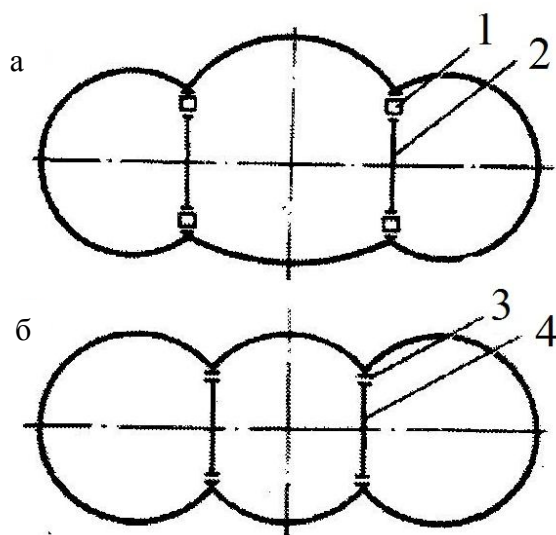


Рисунок 7.14 – Конструктивные схемы колонных станций:

а – с клинчатыми перемычками; б – с прогонами; 1 – арочные тубинговые клинчатые перемычки;  
2 – разомкнутая обделка колонн; 3 – сплошные прогоны; 4 – колонны

Конструкция среднего тоннеля состоит из верхнего и нижнего сводов, собираемых из стандартных тубингов диаметром 9,5 м и опирающихся на опорные площадки тубингов клинчатых перемычек.

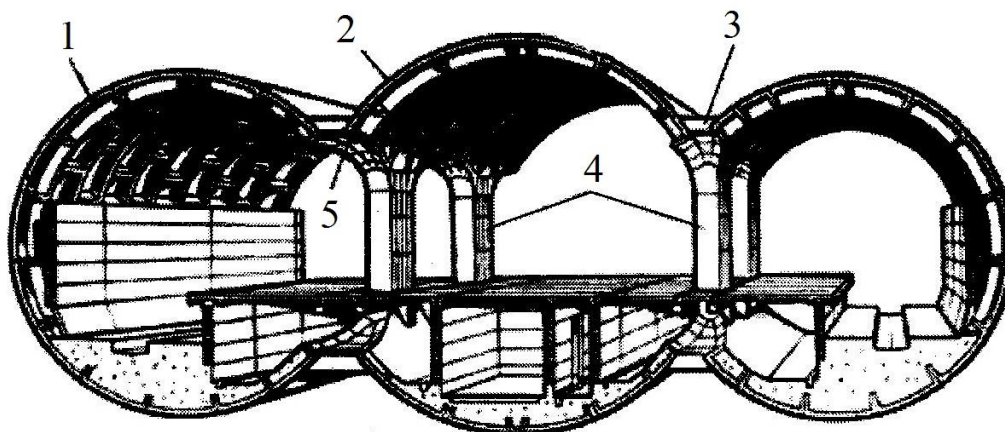


Рисунок 7.15 – Конструкция полносборной колонной станции из чугунных тубингов:  
1 – обделка боковых станционных тоннелей диаметром 8,5 м; 2 – обделка среднего тоннеля диаметром 9,5 м; 3 – пятый тубинг, опирающийся на колонну; 4 – колонны; 5 – проемные тубинги, устанавливаемые между колоннами

К конструктивным преимуществам колонных станций этого типа относятся использование типовых стандартных тубингов, полная сборность, широкая возможность механизации работ и увеличенные объемы среднего зала, что дает возможность устраивать в его торцах наклонные тоннели на четыре эскалатора.

Примером колонной станции с прогонами и колоннами (вторая конструктивная схема) может служить конструкция из сборных железобетонных тубингов и блоков (рис. 7.16). Эта конструкция состоит из двух боковых тоннелей (1) с разомкнутыми обделками (2) из железобетонных тубингов диаметром 8,5 м и среднего тоннеля (3) также с разомкнутой обделкой.

Верхний свод среднего тоннеля образуется из железобетонных тубингов (4) диаметром 9,8 м и располагается выше сводов боковых тоннелей, а нижний свод (11) – из железобетонных блоков. В местах разрывов обделки опираются на внутренние несущие конструкции, состоящие из стальных двухконсольных прогонов (6), колонн (7), опорных стальных башмаков (8) и нижнего неразрезного монолитного прогона (9). Своды бокового и среднего тоннелей опираются на прогоны и колонны сверху через чугунный тубинг (5), а внизу – на железобетонный блок (10).

Разновидностью колонной станции является *колонно-стенная станция*. В подобных станциях часть промежутков между колоннами заменена простенком. Таким образом улучшается сопротивление горному давлению в сложных грунтах, что очень важно для обеспечения безопасности конструкций сводов залов станций с глубиной заложения 50 м и более (где нагрузка на свод практически равна половине несущей способности опорных структур).

*Станции закрытого типа* («горизонтальный лифт») – особый тип колонно-стенной станции метрополитена глубокого заложения без боковых посадочных платформ. По обеим сторонам центрального зала находятся проёмы, закрытые станционными дверями, отделяющими тоннели, где останавливаются прибывающие поезда, от зала (рис. 7.17).





Московский метрополитен. Станция «Комсомольская»

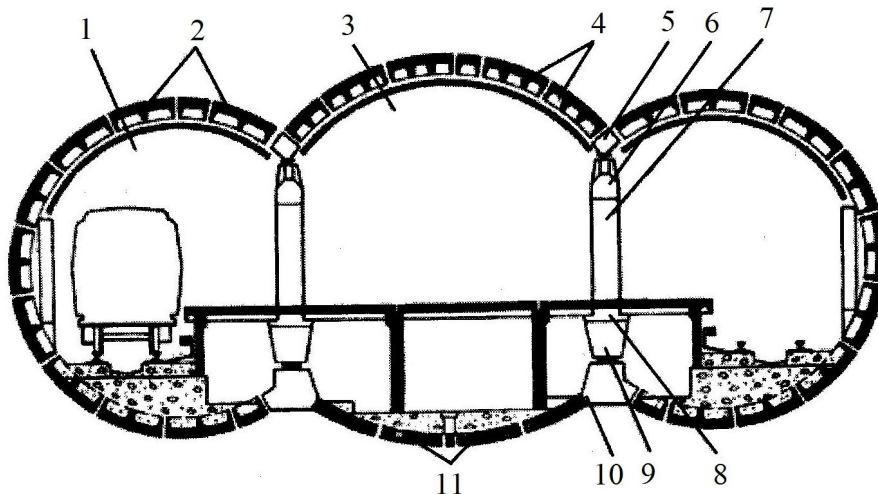


Рисунок 7.16 – Поперечное сечение станции из сталежелезобетонных конструкций с прогонами и колоннами: 1 – боковой станционный тоннель; 2 – разомкнутая обделка станционного тоннеля из железобетонных тубингов диаметром 8,5 м; 3 – средний тоннель с разомкнутой обделкой; 4 – верхний свод среднего тоннеля из железобетонных тубингов диаметром 9,8 м; 5 – чугунный тубинг; 6 – прогон; 7 – колонна; 8 – стальной опорный башмак; 9 – нижний неразрезной монолитный прогон; 10 – железобетонный блок; 11 – нижний свод среднего тоннеля из железобетонных блоков

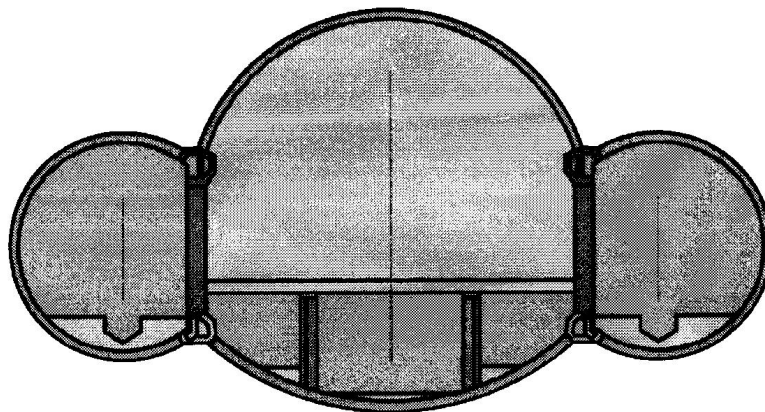


Рисунок 7.17 – Схема станции глубокого заложения закрытого типа

*Одноводчатые станции глубокого заложения* – тип станции метрополитена, представляющий собой однообъёмный зал со сводом большой подъёмистости, в котором располагается островная платформа, пути и подплатформенные помещения (рис. 7.18).

Станция состоит из следующих конструктивных элементов: свод из обжатых в поруду омоноличенных железобетонных блоков, опорные тоннели с бетонной подушкой и обратный свод.

Разновидностью одноводчатой станции является двухуровневая пересадочная станция.

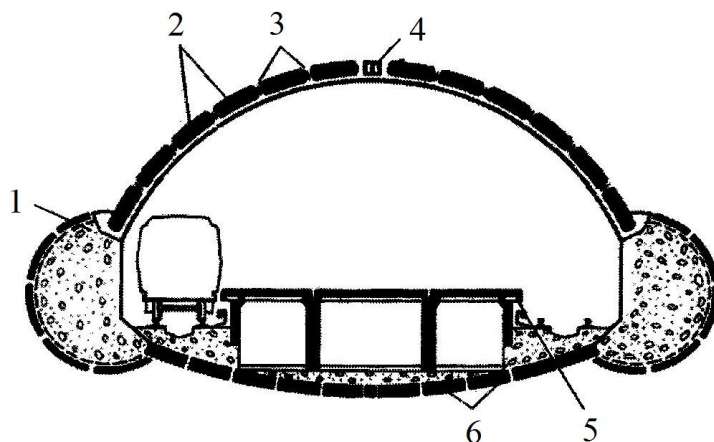


Рисунок 7.18 – Схема конструкции одноводчатой станции глубокого заложения:

1 – бетонные опоры сводов тоннеля; 2 – железобетонные блоки верхнего свода;

3 – прокладки между блоками; 4 – разжимной блок; 5 – платформа;

6 – железобетонные блоки обратного свода

*Двухуровневые пересадочные одноводчатые станции* – тип станции метрополитена глубокого заложения, осуществляющей приём поездов двух линий на четыре пути с пересадкой между линиями в едином конструктивном объёме (рис. 7.19).

В поперечном сечении её конструкция состоит из сборного железобетонного многосферного свода, опирающегося на массивные опоры внутри круглых тоннелей большого диаметра. В нижней части сечения сооружается обратный свод, служащий одновременно распоркой для боковых опор. Станционные залы разделены междуэтажным перекрытием, опирающимся на систему прогонов и колонн. Конструктивная часть базируется на опыте сооружения одноводчатых станций со сборными железобетонными сводами, обжатыми в поруду. Радиус верхнего свода – 11,2 м, обратного – 15 м.

Станции мелкого заложения – обобщающее название нескольких типов подземных станций метрополитена, отличительной особенностью которых является минимальная глубина заложения – непосредственно ниже точки промерзания грунта.

Строительство станций мелкого заложения в большинстве случаев ведётся в открытом котловане, закреплённом расстрелами, с помощью типовых конструкций из сборного или монолитного железобетона [59].

Можно выделить следующие типы станций мелкого заложения: одноводчатые, колонные трёхпролётные, колонные двухпролётные, однопролётные.

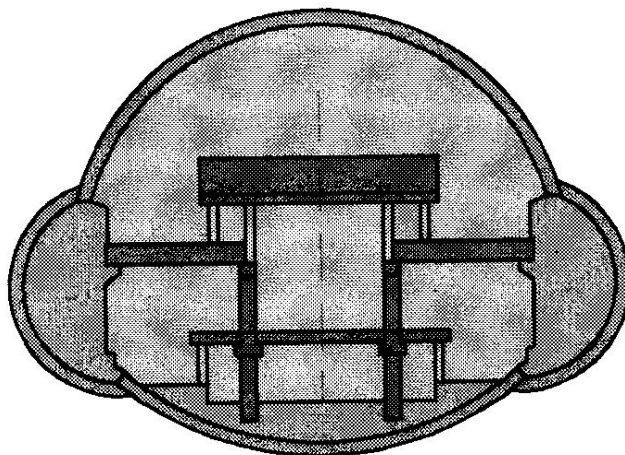


Рисунок 7.19 – Схема двухъярусной односводчатой станции глубокого заложения

*Односводчатые станции мелкого заложения.* Конструкция односводчатой станции из монолитного железобетона (рис. 7.20, а) представляет собой свод (1) с вертикальными участками у опор (2). Свод имеет переменную толщину, увеличивающуюся от замка к опорам, опоры соединены с опорными плитами консолями и вместе со сводом образуют единую монолитную железобетонную конструкцию. Плита-лоток (4) шарнирно соединена с концами опорных плит. В зависимости от грунтовых условий плита-лоток может быть плоской или иметь вид обратного свода с опорой на плиты-консоли.

Другим вариантом односводчатой станции из монолитного железобетона является однопролетная рамная конструкция со сводом-ригелем (1) (рис. 7.20, б), который имеет переменную толщину и монолитно соединен с вертикальными стенами, уширенными во внутреннюю сторону опорами. Плита-лоток в этой конструкции воспринимает все нагрузки. Распор от свода воспринимается стенами и передается на окружающий грунтовой массив. Пролет станции по наружному очертанию составляет 19 м при общей высоте станции 8–10 м. Под сводом размещаются также понижающая подстанция, вестибюли со служебными помещениями, платформенный участок, вентиляционные камеры.

*Односводчатая станция из сборного железобетона* – это полносборная конструкция, состоящая из шести монтажных элементов (рис. 7.21). В поперечном сечении станция представляет собой конструкцию с верхним (3) и обратным (4) трехшарнирными сводами, каждый из которых состоит из двух половин, перекрывающих пролет. Своды опираются на объемные стенные блоки (1), которые образуют вдоль станции коллектор, где укладываются проходящие через станцию кабели и трубопроводы. В местах опирания полусводов на стенные блоки и сопряжения полусводов устанавливают специальные прокладки (2) из винипласта, выполняющие функцию шарниров.

*Колонные станции мелкого заложения.* Особенность колонной станции – наличие дополнительных опор перекрытия – металлических или железобетонных колонн, расположенных параллельно продольной оси станции (рис. 7.22).



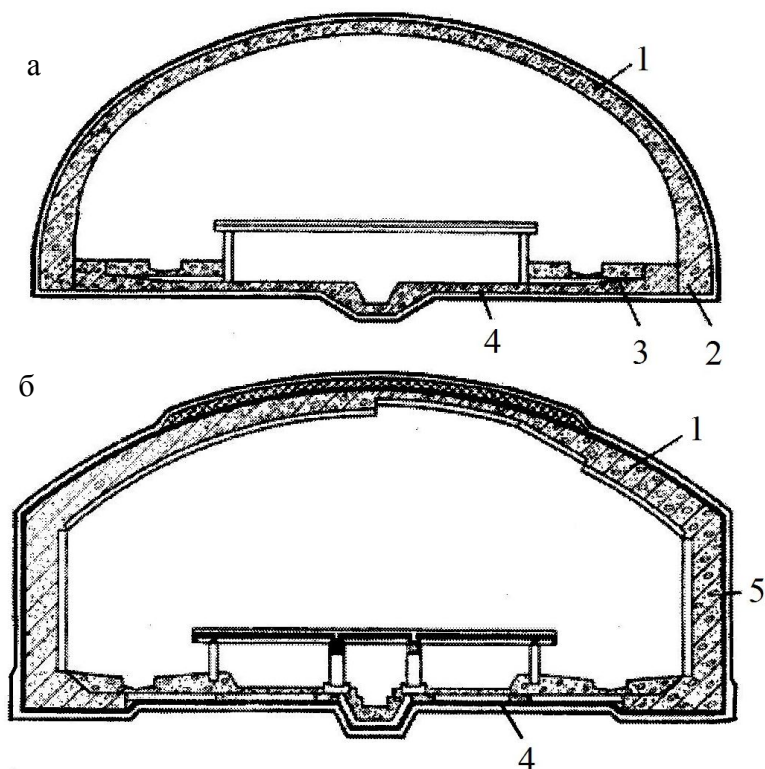


Рисунок 7.20 – Поперечные сечения односводчатых станций: а – со сводом полуэллипсного очертания; б – со сводчатым ригелем и вертикальными стенами; 1 – свод; 2 – пята свода; 3 – плита-консоль; 4 – плита-лоток; 5 – боковая вертикальная стена

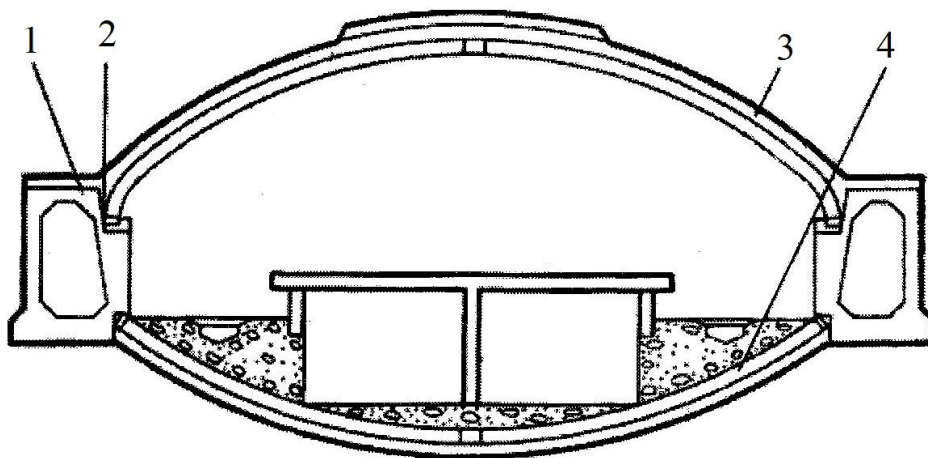


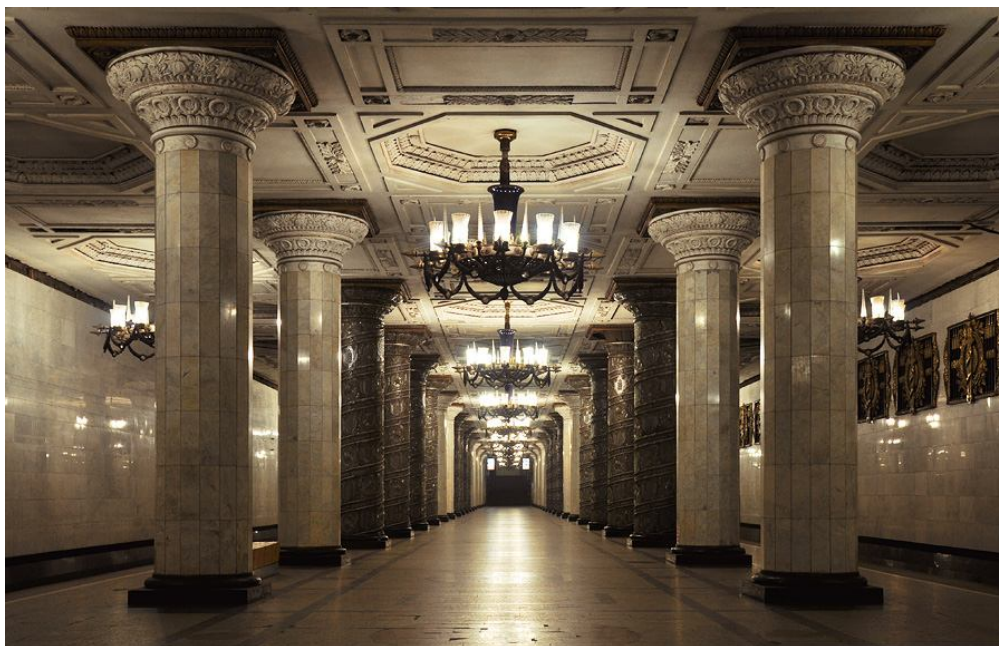
Рисунок 7.21 – Полносборная конструкция односводчатой станции из сборного железобетона: 1 – объемный стеновой блок; 2 – прокладки-шарниры; 3 – верхний трехшарнирный свод; 4 – обратный трехшарнирный свод; 5 – боковая вертикальная стена

Различают двупролётные (с одним рядом колонн), трёхпролётные (с двумя рядами колонн) и многопролётные станции.

Типовая колонная станция мелкого заложения – трёхпролётная (из сборного железобетона) имеет длину от 102 до 169 метров и шаг колонн от 4 до 6 метров. Такой тип станций в просторечии называют «сороконожка», поскольку потолок станции поддерживают два ряда колонн по 40 штук в каждом.

Колонная станция мелкого заложения строится открытым способом из сборных унифицированных железобетонных конструкций; шаг колонн – 4 м, всего на станции 40 пар колонн – так называемая «классическая сороконожка». Расстояние между осями

путей – 12,9 м, высота перекрытия – 4 м, ширина платформы – 10 м, расстояние между осями рядов колонн – 5,9 м, ширина колонны – 500 мм.



Станция «Автово» Петербургского метрополитена

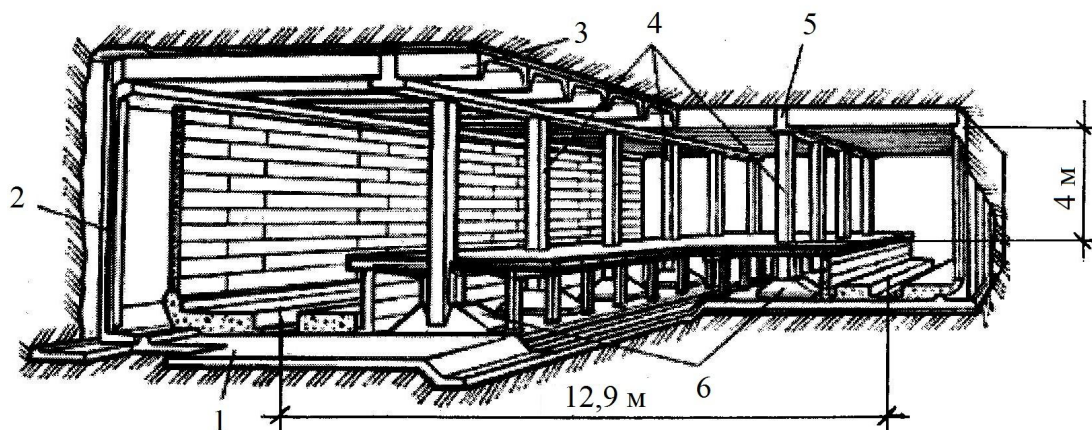


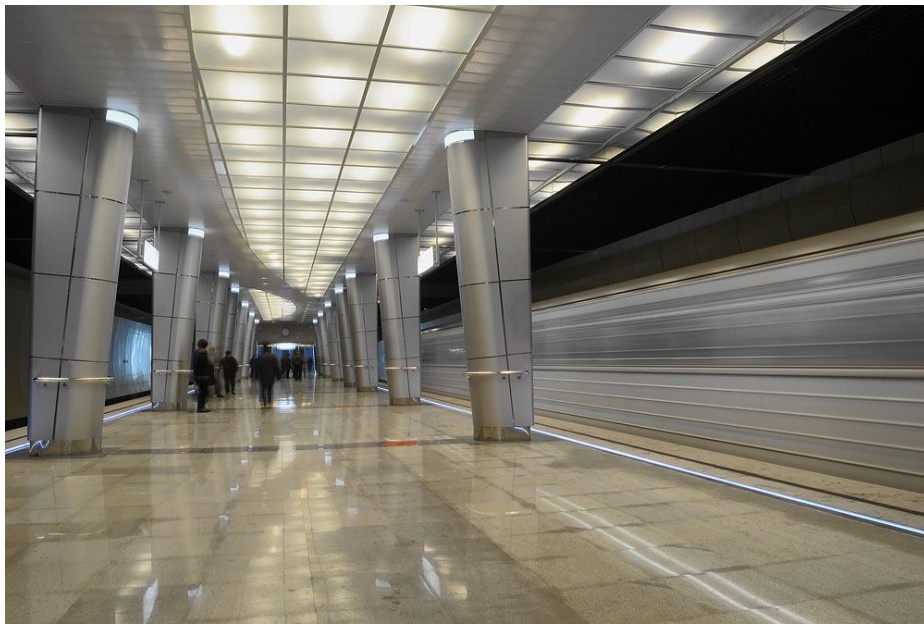
Рисунок 7.22 – Схема трехпролётной колонной станции мелкого заложения:

1 – монолитная плита; 2 – стеной ребристый блок; 3 – блоки (плиты) перекрытия; 4 – колонны; 5 – прогон; 6 – башмаки

Такая станция представляет собой трехпролётную раму с одинаковыми пролётами, состоящую из монолитной железобетонной нижней плиты (1) (рис. 7.22) и сборных железобетонных элементов: стеной ребристых блоков (2), блоков перекрытия (3), прогонов (5) и двух рядов колонн (4), опирающихся на башмаки (6).

При строительстве станций этого типа в сейсмических опасных районах (рис. 7.23) укладывают усиленную монолитную железобетонную плиту основания, в которую заземляют сборные стеной блоки и основания колонн, а блоки перекрытия обвязывают железобетонными сейсмическими поясами.

Помимо типовых станций используются и станции, построенные по специальному проекту. В них, например, один из пролётов перекрытия может быть заменён на монолитный свод. В отдельных случаях ряд колонн может быть заменён несущей стеной. В последнее время строят также станции не из сборного, а из монолитного железобетона.



Станция «Козья слобода» в Казани

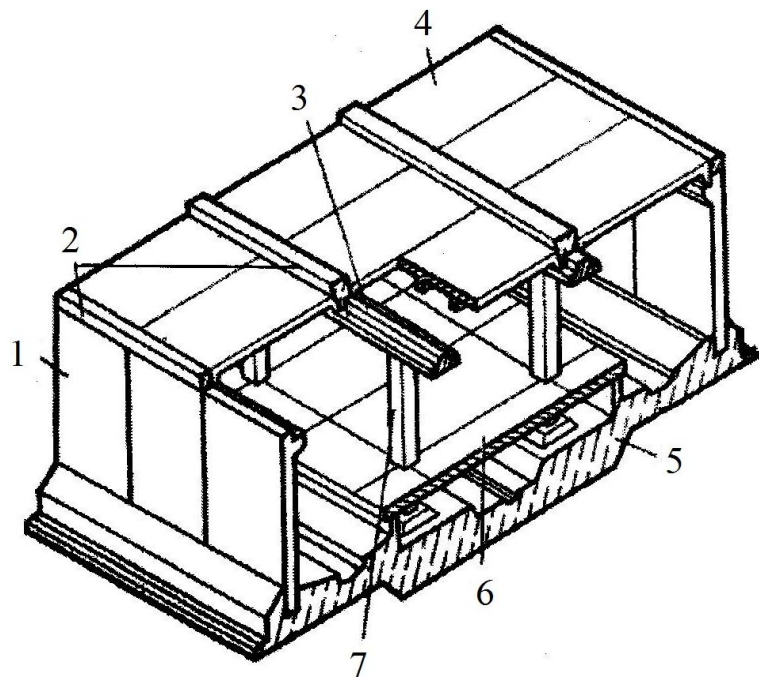


Рисунок 7.23 – Конструкция трехпролетной колонной станции для сейсмически опасных районов:  
1 – стенной блок; 2 – продольный сейсмический пояс; 3 – ригель; 4 – плита перекрытия; 5 – лотковая плита;  
6 – платформа; 7 – колонна

Типовая колонная станция мелкого заложения имеет два вестибюля с обоих торцов станции, чаще всего совмещённых с подуличными переходами.

*Однопролётные станции мелкого заложения* – разновидность станции метрополитена, построенная по конструкции колонных станций мелкого заложения, но отличающаяся отсутствием каких-либо промежуточных опор или станционных залов.

Проект станции разработан на основе трёхпролётных колонных станций для удешевления строительства. Перекрытие станций выполнено из унифицированных пролётных балок, предназначенных для автодорожных мостов.

Балки с пролётом 18 метров двутаврового сечения, омоноличенные друг с другом, укладываются с шагом 1,33 м на монолитные консоли в верхней части несущих «стен в



грунте», которые являются также стенками крепления котлована. Возможно применение вместо сборного монолитного железобетонного перекрытия.

## 7.5 Расчет конструкций перегонных тоннелей

В большинстве случаев перегонные тоннели глубокого или сверхглубокого заложения выполняются круглого очертания с устройством криволинейных сборных обделок (чугунных или железобетонных). К составу основных нагрузок следует относить дополнительное давление от горного давления, расположенных выше зданий и наземного транспорта, а также от собственного веса конструкций тоннеля и веса полностью загруженного подвижного состава, под действием которого тоннель работает в продольном направлении как балка кольцевого сечения, лежащая на упругом основании.

Нагрузку от горного давления определяют в соответствии с указаниями нормативных документов, это давление приведено в таблице 7.1 [15, 20, 47, 61].

При определении нагрузок рассматриваются два случая:

1. Тоннель с наружным диаметром 5,5–6 м, низ которого расположен на глубине 45–50 м от поверхности земли.

Таблица 7.1 – Характеристические вертикальные нагрузки  $q^n$  на обделки тоннелей диаметром 5,5–6 м от горного давления (ДБН В.2.3-7-2013)

Наименование пород в кровле и сечения выработки	$q^n$ , кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности $\gamma_f$
<i>Скальные породы</i>		
А. Известняк, доломит, мергель и песчаник средней прочности, аргиллит, алевролиты с предельным сопротивлением сжатию 25–40 МПа:		
– слабо трещиноватые;	40	1,7
– трещиноватые;	60	1,7
– сильно трещиноватые	90	1,6
Б. Аргиллит и алевролиты средней прочности, мергель глинистый, известняк, доломит и песчаник слабые с сопротивлением сжатию 8–25 МПа:		
– слабо трещиноватые;	60	1,7
– трещиноватые;	80	1,7
– сильно трещиноватые;	100	1,6
– раздробленные	120	1,6
Глинистые грунты (твердой и полутвердой консистенции):		
– верхнекаменноугольные мергелистые;	130	1,5
– нижнекемберийские, верхнекаменноугольные;	160	1,5
– спондиловые;	200	1,5
– апшеронские;	230	1,5
– юрские	260	1,5
Пески плотные маловлажные	150	1,3

А. В однородных породах, толщина которых над тоннелем  $z > D$ , характеристическую вертикальную нагрузку  $q^n$  от горного давления определяют по таблице 7.1. При заложении тоннеля в глинистых грунтах на глубине  $H > 45$  м нагрузку умножают на коэффициент  $H/45$ , а при наличии притока в выработку подземных вод – дополнительно на коэффициент 1,3 (см. рис. 7.24).

Б. Если  $z < D$ , а выше залегает более слабая порода ( $q_z^n > q_0^n$ ), тогда

$$q^n = q_z^n - (q_z^n - q_0^n) \cdot \frac{z}{D}, \quad (7.1)$$

где  $q_0^n$  и  $q_z^n$  – табличные значения характеристик нагрузок для породы, в которой залегает тоннель, и для расположенной выше более слабой породы соответственно.

При значении  $q_z^n < q_0^n$  условно принимают  $q_z^n = q_0^n$ .

В глинистых грунтах учитывают дополнительно выше упомянутые коэффициенты  $H/45$  и  $1,3$ .

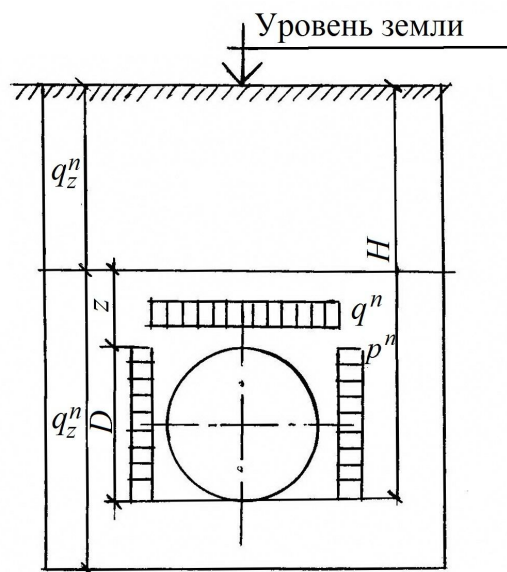


Рисунок 7.24 – Схема горного давления на тоннель диаметром 5,5–6 м

В обоих случаях характеристическая горизонтальная нагрузка от горного давления определяется по формуле:

$$p^n = q^n \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^n}{2} \right), \quad (7.2)$$

где  $\varphi^n$  – характеристическое значение угла внутреннего трения.

Расчетные равномерно распределенные нагрузки на обделку равны:

$$q = \gamma_f q^n; \quad p = 0,8 p^n. \quad (7.3)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности.

## 2. Тоннель с диаметром более 6 м

Верх тоннеля с наружным диаметром  $D > 6$  м расположен в однородной породе на глубине  $H$  ниже поверхности земли или низа пласта слабых пород (рис. 7.25), обеспечивающей образование несущего свода ( $H > 2h_1$ ). Высота свода давления равна  $h_1 = B/2f$ , где ширина нарушенной зоны  $B$  определяется по формуле:

$$B = D \cdot \left[ 1 + 2 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi^n}{2} \right) \right]. \quad (7.4)$$

В этом случае  $q^n = \gamma \cdot h_1$ , а боковое горное давление определяют на уровне горизонтального диаметра обделки:

$$p^n = \left( q^n + \gamma \frac{D}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^n}{2} \right). \quad (7.5)$$

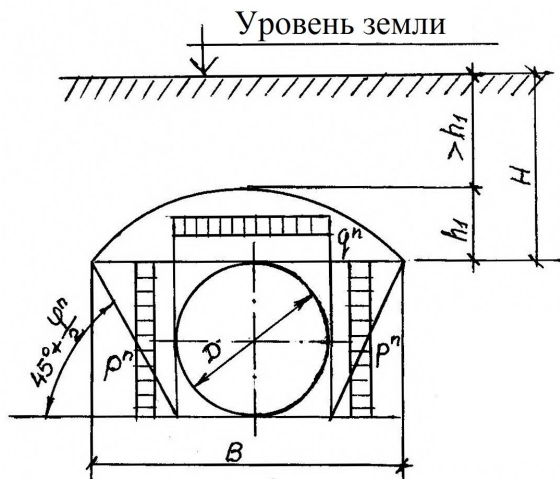


Рисунок 7.25 – Горное давление с учетом сводообразования

3. При неглубоком заложении и невозможности сводообразования ( $H < 2h_1$ ) характеристическую вертикальную нагрузку от горного давления определяют от полного веса пород, лежащих над тоннелем круглого сечения (рис. 7.26):

$$q^n = \sum_1^n \gamma_i h_i + q_\omega, \quad (7.6)$$

где  $q_\omega$  – давление воды на верхнюю поверхность водоупорного пласта определяющего выработку от расположенного выше водоема или слоя водонасыщенных пород (рис. 7.26, а).

Если водоупор над тоннелем отсутствует (рис. 7.26, б), то вертикальное давление над тоннелем

$$q^n = \sum_1^n \gamma_i h_i. \quad (7.7)$$

Объемный вес пород с открытыми порами (например песка) с учетом взвешивания в воде можно определить по формуле:

$$\gamma_{\text{взв.}} = \gamma_{\text{сух}} \frac{1}{1 + \varepsilon}, \quad (7.8)$$

где  $\gamma_{\text{сух}}$  – средняя плотность сухой породы;

$\varepsilon$  – коэффициент пористости породы.

Для пород с замкнутыми порами (например, трещиноватая скала)

$$\gamma_{\text{взв.}} = \gamma_{\text{сух}} - 1. \quad (7.9)$$

При неглубоком заложении тоннеля характеристическое горизонтальное давление существенно изменяется по высоте обделки.

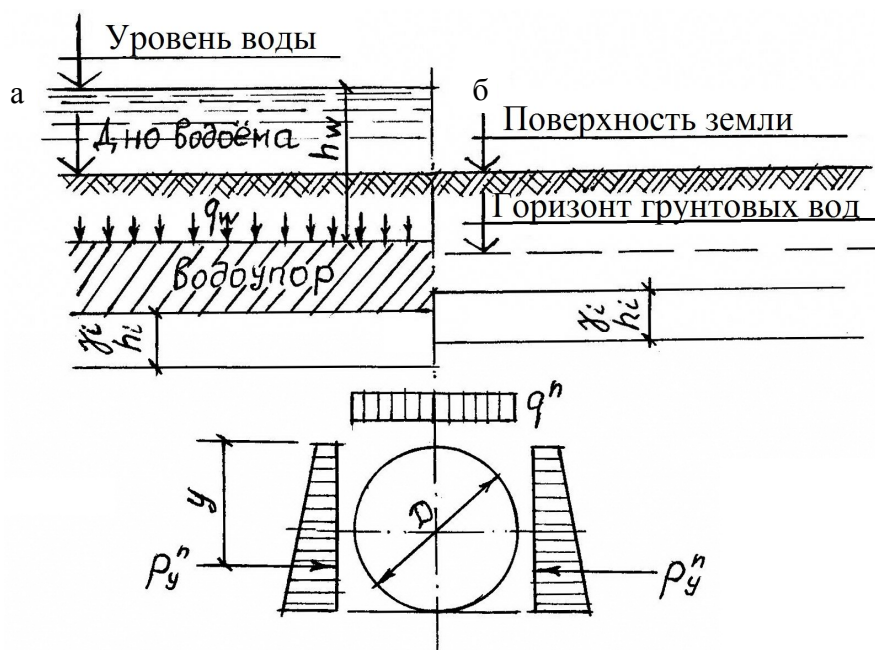


Рисунок 7.26 – Горное давление от полного веса столба вышележащих пород

В сечении, расположенном на расстоянии  $y$  от верха обделки,

$$p_y^n = (q^n + \gamma y) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.10)$$

Расчетные распределенные нагрузки на обделку:

$$q = 1,1 q^n, \quad (7.11)$$

$$p = 0,8 q^n.$$

Собственный вес обделки также учитывается в расчетах. Если же собственный вес обделки, взятый с коэффициентом надежности  $\gamma_f = 1,1$ , не превосходит 5 % расчетного вертикального давления, то им можно в определенной степени пренебречь. В противном случае вес верхней половины кольца распределяется равномерно по горизонтальной проекции обделки и прибавляется к расчетному вертикальному давлению

$$\Delta g = 1,1 \frac{G}{2D}, \quad (7.12)$$

где  $G$  – вес полукольца;

$D$  – наружный диаметр обделки.

В случае обделок из чугунных тубингов собственный вес учитывают в монтажной стадии как нагрузку, распределенную по контуру кольца. При наличии обводненного пространства вокруг тоннеля гидростатическое давление, действующее на герметизированный тоннель, определяется положением точек его контура относительно уровня воды. Таким уровнем может быть зеркало водоема или свободный горизонт грунтовых вод, а при расположении тоннеля ниже водоупора – пьезометрический уровень напорных вод.

Эпюру гидростатического давления (рис. 7.27) можно представить в виде двух радиальных составляющих – равномерно распределенной по контуру с

характеристической интенсивностью  $h_w$  (кН/м<sup>2</sup>) и серповидной с характеристической интенсивностью, изменяющейся от нуля до  $2r$  (кН/м<sup>2</sup>) в нижнем сечении обделки.

Первую составляющую, вызывающую в обделке равномерное обжатие нормальной силой  $N = rh_w$  ( $r$  – наружный радиус обделки), обычно называют «давление воды выше шельги свода», вторую – «давление воды ниже шельги свода».

Для определения расчетной нагрузки вводится коэффициент надежности 0,9 или 1,1, большее значение которого принимают, если гидростатическое давление ухудшает напряженное состояние обделки. Как правило, оно улучшает работу обделки кругового очертания, так как уменьшает вертикальное горное давление за счет взвешивания в воде и уменьшения веса расположенного над тоннелем водоупорного пласта направленных вверх давлением напорных вод; создает обжатие обделки довольно значительной нормальной силой при менее существенном увеличении изгибающих моментов, т. е. способствует вписыванию кривой давления в тело обделки.

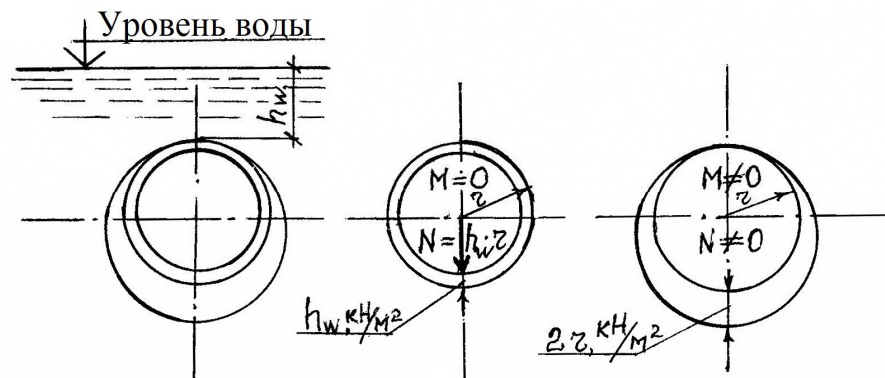


Рисунок 7.27 – Гидростатическое давление на тоннель кругового очертания

Ввиду этого гидростатическое давление нужно учитывать очень осторожно, тем более что постройка каких-либо объектов вблизи тоннеля может вызвать понижение уровня грунтовых вод, в особенности напорных подземных вод.

Железобетонные обделки рекомендуется рассчитывать только на собственный вес и горное давление, без учета взвешивающего действия воды. При этом уменьшением веса водоупорного пласта за счет направленного вверх давления напорных вод также можно пренебречь для запаса прочности конструкций.

Прочность тоннельной обделки должна быть обеспечена в наиболее неблагоприятных условиях, поэтому в случае необходимости ее расчет производят не только в окончательной (рабочей) стадии на действие собственного веса, горного и гидростатического давления, но и в стадии монтажа, когда она подвергается действию лишь собственного веса и веса опирающегося на нее оборудования (в первую очередь тележки укладчика).

Для учета передачи давления от технологического монтажа оборудования на лоток обделки устанавливаются металлические стяжки диаметром 40–50 мм со стяжными муфтами для ограничения деформаций обделки.

Железобетонные обделки, как правило, не имеют связей растяжения и под действием собственного веса могут изменять геометрическое очертание. В нижней части



они опираются на контур выработки через различные подкладки и клинья, а выше горизонтального диаметра поддерживаются выдвижными балками тележки укладчика, поэтому их вес прибавляют к вертикальной нагрузке от горного давления, на которую производят расчет сразу в рабочей стадии.

Чугунную тьюбинговую обделку собирают на оболочке грунта или непосредственно на контуре выработки; вследствие наличия в продольных стыках болтовых связей она

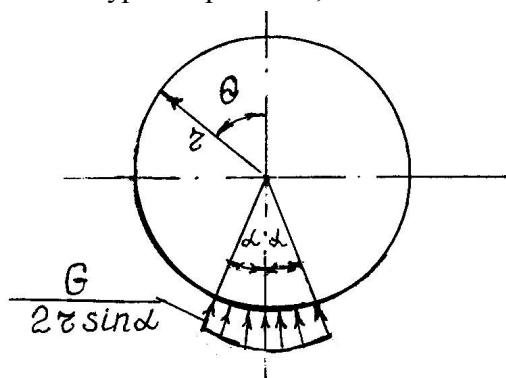


Рисунок 7.28 – Расчетная схема обделки в монтажной стадии

При  $0 < \theta < \pi - \alpha$

$$\left. \begin{aligned} M_{\theta} &= A[\alpha - \theta \sin \theta \sin \alpha - \cos \theta (1,5 \sin \alpha - \alpha \cos \alpha)]; \\ N_{\theta} &= \frac{A}{r}[\theta \sin \theta \sin \alpha + \cos \theta (0,5 \sin \alpha - \alpha \cos \alpha)] \end{aligned} \right\}, \quad (7.13)$$

при  $\theta = \pi$

$$\left. \begin{aligned} M_{\theta} &= A[1,5 \sin \alpha - (\pi - \alpha)(1 - \cos \alpha)]; \\ N_{\theta} &= \frac{A}{r}[\pi - 0,5 \sin \alpha - (\pi - \alpha) \cos \alpha] \end{aligned} \right\}, \quad (7.14)$$

где  $G$  – вес 1 пог. м обделки тоннеля, кН;

$r$  – расчетный радиус обделки, м;

$$A = \frac{G \cdot r}{2\pi \cdot \sin \alpha}.$$

Нагнетание за обделку цементного раствора фиксирует напряженное состояние конструкции от собственного веса и включает в работу нагрузки от горного, а после герметизации – и от гидростатического давления, поэтому усилия в сечениях обделки в рабочей стадии суммируют с усилиями от собственного веса в монтажной стадии. Обделка должна быть достаточно прочной, чтобы воспринимать суммарные внешние усилия.

В рабочей стадии расчетная схема обделки определяется конструкцией стыков между элементами кольца. При наличии связей, препятствующих раскрытию стыков, обделку можно рассматривать как упругое кольцо с осью, сохраняющей после деформации плавное очертание. К таким обделкам, кроме обделок из чугунных тьюбингов с двумя рядами болтов в продольных стыках, относится также монолитная обделка из прессованного бетона.

При отсутствии между элементами кольца связей, препятствующих раскрытию стыков, в них образуются переломы оси, что характерно для сборных железобетонных

блоков. Такая обделка представляет собой многошарнирную конструкцию, условием геометрической неизменяемости которой является ее совместимость с работой с окружающей породой. В расчетном отношении обделку рассматривают как шарнирно-стержневую цепь на упругом основании.

В дальнейшем связи, препятствующие раскрытию стыков обделки, будут называться связями растяжения.

В слабых водонасыщенных грунтах (илы, пливуны, супеси водонасыщенные), не оказывающих существенного сопротивления деформациям применяемой в этих случаях тубинговой обделки, обделку условно можно рассчитывать как кольцо, свободно деформирующееся под воздействием внешних нагрузок и реакций грунта, их уравнивающих (рис. 7.29).

В запас прочности конструкции учитывают лишь вертикальные составляющие грунта  $K$ , равномерно распределенные по горизонтальной поверхности проекции обделки:

$$K = q - \frac{\pi r}{2}. \quad (7.15)$$

В качестве расчетной схемы обделки принято кольцо постоянной жесткости, заделанное в нижней точке. Так как внешние воздействия на кольцо уравновешены, суммарное усилие в фиктивной заделке равно нулю. Изгибающие моменты и нормальные силы в сечениях кольца, расположенные под углом  $\theta$  к его оси, определяют путем суммирования соответствующих усилий от внешних нагрузок и вертикальных реакций грунта, которые можно определить по формулам таблицы 7.2. Собственные вес обделки учитывают в монтажной стадии при более неблагоприятных условиях опирания, поэтому в рабочей стадии его учитывать не следует.

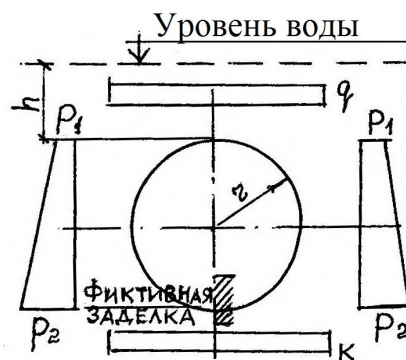


Рисунок 7.29 – Расчетная схема обделки как свободно деформирующегося кольца

Если грунты обладают достаточной прочностью и однородностью (глины, суглинки, пески, известняки, мергели и т. д.), кольцевую обделку можно рассматривать как кольцо, находящееся в упругой среде. Отпор возникает лишь на части контура, где обделка вдавливаются в породу. Верхняя часть обделки, деформируясь, смещается внутрь выработки и работает как свод, упруго защемленный в нижнюю часть (рис. 7.30, а).

Такого рода конструкции рассчитывают обычно с заменой сплошной упругой среды отдельными опорами с эквивалентными упругими свойствами (рис. 7.30, б). Ниже приведены особенности расчета, характерные для обделок кругового очертания. Расчетная схема представляет собой правильный вписанный многоугольник на радиально направленных упругих опорах. Силы трения между обделкой и породой способствуют улучшению напряженного состояния обделки, поэтому пренебрежение ими увеличивается запас прочности конструкции. Достаточная для практических целей точность расчета обеспечивается при замене окружности шестнадцатиугольником ( $\varphi = 22^\circ 30'$ ) [42, 43].

Таблица 7.2 – Формулы для расчета обделки как свободно деформирующегося кольца

Особенности нагрузки	Пределы применимости формул	Формулы для определения усилий в произвольном сечении обделки	
		$M$	$N$
Вертикальное давление грунта $q$	$0 \leq \theta < \pi/2$	$qr^2(0,193 + 0,106 \cos \theta - 0,5 \sin^2 \theta),$	$qr(\sin^2 \theta - 0,106 \cos \theta),$
	$\pi/2 \leq \theta \leq \pi$	$qr^2(0,693 + 0,106 \cos \theta - \sin \theta)$	$qr(\sin \theta - 0,106 \cos \theta)$
Давление воды $h$	$0 \leq \theta < \pi$	$-r^3(0,5 - 0,25 \cos \theta - 0,5 \sin \theta)$	$r^2(1 - 0,25 \cos \theta - 0,5 \sin \theta) + hr$
Горизонтальное давление грунта: $p_1$ $p_2$	$0 \leq \theta < \pi$	$p_1 r^2(0,25 - 0,5 \cos^2 \theta)$	$p_1 r \cos^2 \theta$
	$0 \leq \theta < \pi$	$p_2 r^2(0,25 \sin^2 \theta + 0,083 \cos^3 \theta - 0,063 \cos \theta - 0,125)$	$p_2 r \cos \theta(0,063 + 0,5 \cos \theta - 0,25 \cos^2 \theta)$
Вертикальная реакция грунта $k$	$0 \leq \theta < \pi/2,$ $\pi/2 \leq \theta \leq \pi$	$kr^2(0,057 - 0,106 \cos \theta)$ $kr^2(-0,443 + \sin \theta - 0,106 \cos \theta - 0,5 \sin^2 \theta)$	$0,106 k r \cos \theta$ $kr(\sin^2 \theta - \sin \theta + 0,106 \cos \theta)$

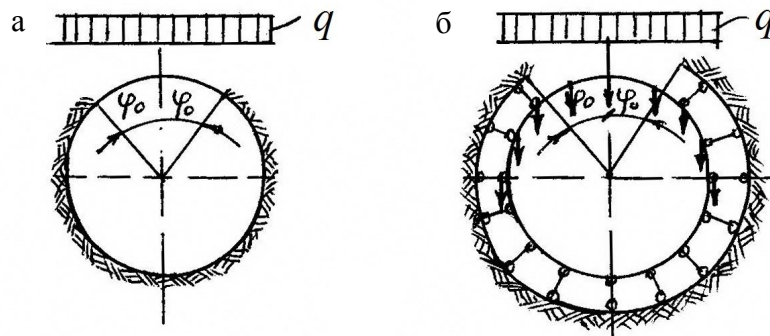


Рисунок 7.30 – Обделка-кольцо в упругой среде

Количество упругих опор зависит от отношений жесткостей обделки и оснований, а также горизонтальной и вертикальной нагрузок ( $\varepsilon = p/q$ ). В случае тубинговых обделок число упругих опор может быть принято равным тринадцати при  $\varepsilon = 0 - 0,2$  ( $2\varphi_0 = 67^\circ 30'$ ) и одиннадцати при  $\varepsilon = 0,3 - 0,5$  ( $2\varphi_0 = 112^\circ 30'$ ).

Все опоры имеют одинаковые характеристики жесткости  $D = K \cdot a \cdot b$  ( $a = 2r \cdot \sin \varphi/2$  – длина стороны многоугольника,  $b$  – расчетная ширина кольца обделки, обычно принимаемая равной 1 м). Так как расчет, как правило, производят на симметричные нагрузки целесообразно опору в нижней точке кольца представить в виде двух стержней с характеристиками жесткости  $D/2$ .

В качестве основной системы принята трехшарнирная арка, опирающаяся на шарнирно-стрелневую цепь на упругих опорах, а в качестве неизвестных – парные изгибающие моменты в симметричных шарнирах.

Нижняя половина кольца подвергается воздействию радиального отпора породы, распределение которого обычно близко к равномерному. Кроме того, ее часто устраивают из облегченных тубингов, характеризующихся со значительно меньшей жесткостью, по

сравнению с тубингами верхней половины кольца, и, следовательно, воспринимающих меньшие изгибающие моменты. В связи с этим изгибающие моменты в сечениях ниже горизонтального диаметра невелики и их влиянием на напряженное состояние верхнего свода можно пренебречь, что значительно упрощает расчет.

На упрощенной схеме (рис. 7.31) условно принято, что  $M_4 = M_5 = M_6 = M_7 = 0$ . В этом случае определению подлежат четыре или три неизвестных соответственно для многоугольника на тринадцати и одиннадцати опорах.

Заданная система преобразуется в расчетную путем введения следующих допущений:

- плавное очертание обделки заменяют ломаным (вписанный многоугольник);
- непрерывное изменение жесткости обделки заменяют ступенчатым, причем на протяжении каждой из сторон многоугольника жесткость обделки принимают постоянной;
- распределенные внешние нагрузки, действующие на обделку, заменяют усилиями, сосредоточенными в вершинах многоугольника;
- сплошную упругую среду заменяют отдельными упругими опорами, помещенными в вершинах вписанного многоугольника и расположенными перпендикулярно наружной поверхности обделки (при учете сил трения между обделкой и породой опоры отклоняются вниз на угол трения). Это равносильно допущению, что интенсивность упругого отпора на участке, соответствующем длине упругой опоры (расстоянию между серединами сторон вписанного многоугольника, примыкающих к опоре), является постоянной, т. е. эпюра упругого отпора имеет ступенчатую форму.

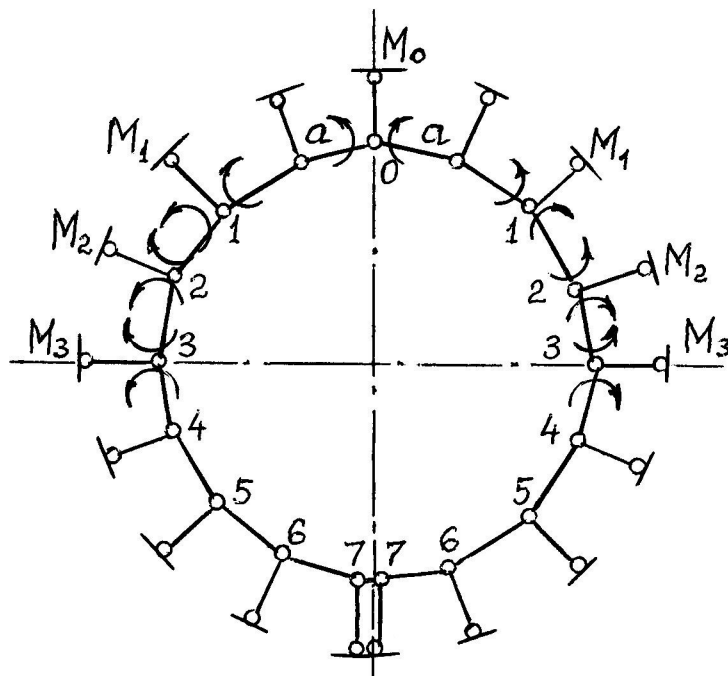


Рисунок 7.31 – Упрощенная расчетная схема обделки на упругих опорах

Для статического расчета системы, обладающей большой степенью подвижности узлов, целесообразно применить метод сил, дающий наименьшее количество лишних неизвестных. В качестве основной системы принимают шарнирную цепь, образующуюся



произведению ширины  $b$  кольца обделки на длину постели опоры, которая равна полусумме расстояний до соседних опор, измеренных по наружной поверхности обделки. Достаточно точные результаты можно получить, приняв, что длина постели опоры равна длине  $a_m$  стержня многоугольника.

Единичная сила вызывает напряжение породы под опорой  $\sigma = \frac{1}{a_m b}$  и осадку опоры

$$\Delta = \frac{\sigma}{k_m} = \frac{1}{k_m a_m b} = \frac{1}{D_m},$$

где  $k_m$  – коэффициент упругого отпора (может быть переменным по контуру обделки);

$D_m = k_m a_m b$  – характеристика жесткости опоры, которая в общем случае может быть различной для разных опор в связи с изменением коэффициента упругого отпора (длины стержней многоугольника на участке размещения упругих опор целесообразно принимать постоянными).

Подставляя полученное выражение для осадки опоры от единичной силы в выражение (7.17) получим развернутую формулу для определения перемещений основной системы с учетом изгиба и обжатия стержней и осадки упругих опор:

$$\delta_{ik} = \sum \int \frac{M_i M_k ds}{EI_m} + \sum \frac{N_i N_k a_m}{EA_m} + \sum \frac{R_i R_k}{D_m}, \quad (7.18)$$

где  $R_i$  и  $R_k$  – усилия в опоре основной системы от действия парных единичных моментов, приложенных в точках  $i$  и  $k$  соответственно.

Для определения грузовых перемещений  $\Delta_{ip}$  усилия  $M_k$ ,  $N_k$ ,  $R_k$  заменяют усилиями  $M_p$ ,  $N_p$ ,  $R_p$  в основной системе от воздействия нагрузок.

Наиболее на величину перемещений основной системы влияют изгиб стержней и осадка опор. Роль обжатия стержней нормальными силами возрастает с увеличением коэффициента  $k$  упругого отпора и с уменьшением площади  $A$  поперечного сечения обделки.

Практически при расчете подъемистых подковообразных обделок с криволинейными стенами, наиболее распространенных в мягких и неустойчивых породах, можно не учитывать влияния обжатия и определять перемещения по двучленной формуле.

Пренебрежение влиянием обжатия вызывает некоторое уменьшение изгибающего момента в наиболее напряженном замковом сечении обделки. Однако если наряду с этим не учитывать трения между обделкой и породой, которое приводит к противоположному результату, запас прочности конструкции не уменьшается.

Для обделки кругового очертания вычисление упрощается вследствие равенства сторон многоугольника и радиального направления опор. Так, изменяются в нуль усилия в стержнях и опорах за пределами зоны непосредственного воздействия единичных моментов во вспомогательных состояниях основной системы, если они приложены в любых точках шарнирно-стержневой цепи, кроме опорной точки трехшарнирной арки.

Усилия в основной системе изображают на развертке полуоси выполненной обделки. На рисунке 7.32 приведена соответствующая развертка для упрощенной расчетной схемы обделки на тринадцати опорах.

Перемещения основной системы определяют по формуле (7.18). При этом в породах с коэффициентом упругого отпора  $K \leq 100$  Н/см<sup>3</sup> они могут быть с достаточной точностью найдены без учета обжатия оси нормальными силами, т. е. по двучленной формуле (7.19)

$$\delta_{ik} = \delta_{ik}^M + \delta_{ik}^R = \sum \int \frac{M_i M_k ds}{EJ_m} + \sum \frac{R_i R_k}{D_m}. \quad (7.19)$$

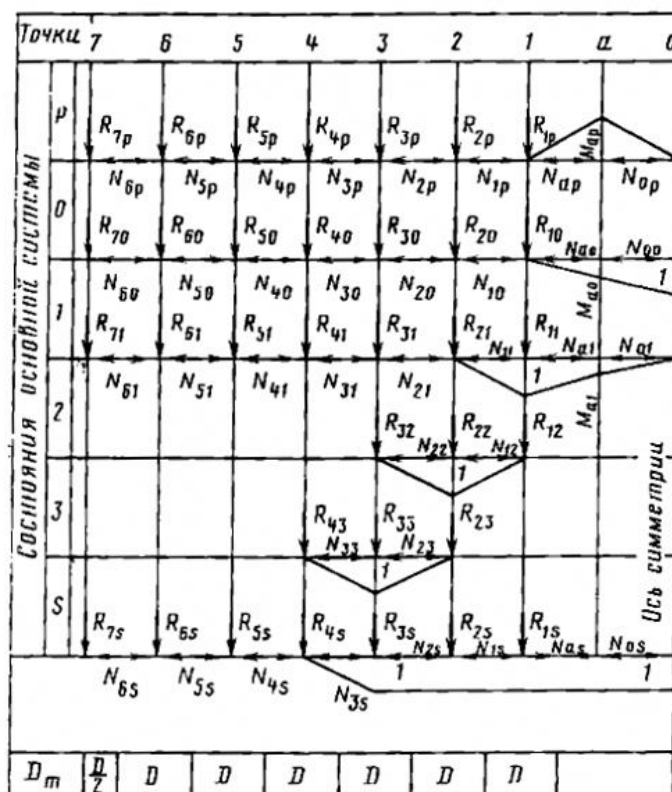


Рисунок 7.32 – Таблица усилий в основной системе

В приведенных формулах:

$a_m$  – длина  $m$ -го стержня основной системы;

$D_m = k_m a_m b$  – характеристика жесткости для всех опор, кроме нижней;

$J_m$  – момент инерции  $m$ -го стержня;

$E$  – модуль упругости (или модуль деформации для бетона), для чугуна  $E = 10^8$  кН/см<sup>2</sup>.

В породах с  $K > 100$  Н/см<sup>3</sup> учет влияния нормальных сил на деформации основной системы вызывает увеличение изгибающего момента в наиболее напряженном замковом сечении обделки, и не учитывать его нельзя.

Неизвестные моменты в местах введения шарниров определяются путем решения канонических уравнений, отрицающих суммарные перемещения по отношению к отброшенным связям:

$$A\vec{X} - \vec{\Delta}_p = 0, \quad (7.20)$$

где  $A$  и  $\vec{\Delta}_p$  – матрица единичных и вектор грузовых перемещений основной системы соответственно;

$\vec{X}$  – вектор неизвестных.

Для упрощенной расчетной схемы матрицы  $A$  и векторы  $\vec{\Delta}_p$  и  $\vec{X}$  имеют вид так:

– при обделке на тринадцати опорах

$$A = \begin{vmatrix} \delta_{00} & \delta_{01} & \delta_{02} & \delta_{03} \\ \delta_{10} & \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{20} & \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{30} & \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{vmatrix}; \quad \vec{\Delta}_p = \begin{vmatrix} \Delta_{0p} \\ \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \\ \Delta_{3p} \end{vmatrix}; \quad \vec{X} = \begin{vmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{vmatrix}; \quad (7.21)$$

– при обделке на одиннадцати опорах

$$A = \begin{vmatrix} \delta_{00} & \delta_{02} & \delta_{03} \\ \delta_{20} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{30} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{vmatrix}; \quad \vec{\Delta}_p = \begin{vmatrix} \Delta_{0p} \\ \Delta_{2p} \\ \Delta_{3p} \end{vmatrix}; \quad \vec{X} = \begin{vmatrix} M_0 \\ M_2 \\ M_3 \end{vmatrix}. \quad (7.22)$$

Правильность вычисления перемещений контролируют для упрощенной расчетной схемы по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ss} &= \frac{13}{3} \frac{a}{EI} + \sum \frac{R_{ms}^2}{D_m} = \sum \delta_{ik}; \\ \Delta_{sp} &= \frac{\omega_{mp}}{EI} + \sum \frac{R_{ms} R_{mp}}{D_m} = \sum \Delta_{ip} \end{aligned} \right\}, \quad (7.23)$$

где  $R_{ms}$  и  $R_{mp}$  – усилия в опоре  $m$  в суммарном  $S$  и грузовом  $P$  состояниях соответственно;

$D_m$  – характеристика жесткости опоры  $m$ ;

$\omega_{mp}$  – площадь эпюры моментов от нагрузки на трехшарнирной арке.

Значения моментов в сечениях трехшарнирной арки, а также усилия в стержнях и опорах определяют по формулам (8.24)

$$\begin{aligned} M_m &= M_{mp} + \sum M_{\kappa} M_{m\kappa}; \\ R_m &= R_{mp} + \sum M_{\kappa} R_{m\kappa}; \\ N_m &= N_{mp} + \sum M_{\kappa} N_{m\kappa}. \end{aligned} \quad (7.24)$$

Проявление растягивающего усилия  $R_l < 0$  в верхней опоре означает, что расчетная схема выбрана неправильно. В этом случае расчет должен быть повторен с меньшим количеством упругих опор.

В общем случае условием правильности статического расчета является равенство нулю угла поворота в замковом сечении, т. е. приведенной площади эпюры моментов:

$$\sum \frac{\omega_m}{I_m} = 0, \quad (7.25)$$



где  $\omega_m$  – площадь эпюры моментов на стержне  $m$ , имеющем момент инерции  $I_m$ .

Для упрощенной расчетной схемы условием правильности расчета является равенство нулю суммы углов поворота по направлению лишних неизвестных. На рисунке 7.33 изображены результаты расчета и суммарное состояние основной системы. При  $I_m = \text{const}$

$$\omega_{0-3} + \frac{M_{3a}}{3} + EI \sum \frac{R_m R_{ms}}{D_m} = 0, \quad (7.26)$$

где  $\omega_{0-3}$  – площадь заштрихованной части эпюры моментов между точками 0 и 3;

$R_m$  и  $R_{ms}$  – реакции опоры  $m$  в окончательном и суммарном состояниях.

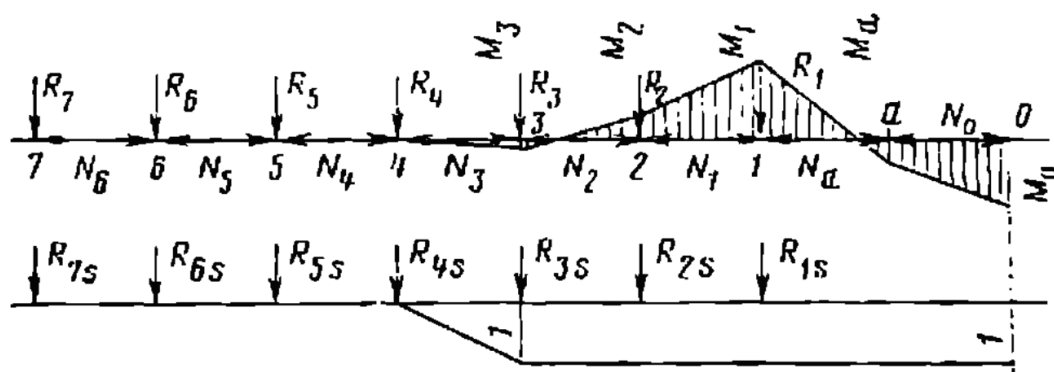


Рисунок 7.33 – Окончательные усилия в обделке на упругих опорах

Изложенный метод расчета сборных обделок со связями растяжения в стыках, как кольца в упругой среде, полностью применим для расчета обделок кругового очертания из монолитно-прессованного бетона, которые обладают непрерывной упругой осью [29, 43].

Недостатком изложенного метода расчета тоннельных обделок в упругой среде является применение теории местных деформаций с оценкой упругих свойств основания с помощью коэффициента упругого отпора  $k$ , не являющегося физико-механической характеристикой породы.

Для сборных обделок тоннелей (особенно железобетонных) характерна другая работа под воздействием внешней нагрузки и применяются другие подходы в статическом расчете внутренних усилий  $M$  и  $N$  [57].

Сборные железобетонные обделки состоят из блоков сплошного или ребристого сечения, в стыках между которыми отсутствуют связи, препятствующие раскрытию стыков. Напряженное состояние сборной обделки в значительной степени зависит от конструкции, количества и расположения стыков между блоками. В конструктивном отношении характерны следующие решения:

- шарнирные стыки, к которым относятся стыки с упругими прокладками между плоскими торцами блоков и цилиндрические стыки;
- плоские стыки, которые в случае блокирования ребристого сечения могут иметь монтажные болтовые связи.

Особенностью железобетонных обделок из блоков с плоскими стыками является наличие в стыках зазоров, возникающих до начала работы конструкции в рабочей стадии.

Причинами появления начальных зазоров могут быть трудно учитываемые и случайные факторы (например неточности изготовления блоков, искажение формы обделки при монтаже вследствие отсутствия или несовершенства применяемых приспособлений, влияние связей между кольцами и т. п.).

Наличие начального зазора, при котором блоки соприкасаются не по всей площади торцов, а лишь по узкой площадке у одной из граней, вызывает смещение нормальной силы к наружной или внутренней грани блока с возникновением в стыке положительного или отрицательного момента (рис. 7.34) соответственно. Такие изгибающие моменты от воздействия эксцентриситета нормальной силы в стыке могут достигать значительной величины. При расчете обделки следует исходить из наиболее неблагоприятного расположения начальных зазоров, при котором конструкция имеет минимальную несущую способность. Выявление такого расположения зазоров связано с большими сложностями, так как общее количество сочетаний начальных зазоров весьма велико. Так, для симметричной обделки с зазорами во всех  $n$  стыках оно равно  $2^n$  (при  $n = 7$ ;  $2^n = 128$ ), поэтому в основу расчета сборных обделок с плоскими стыками положено построение огибающей эпюр моментов, учитывающей все возможные сочетания начальных зазоров.

Статический расчет сборных железобетонных обделок производят с учетом вида конструкции и расположения стыков, которые в первой стадии расчета рассматриваются как шарнирные. Расчетная схема обделки изображена на рисунке 7.35, а. Два верхних блока образуют трехшарнирную арку, опирающуюся на вписанную в контур выработки ломаную балку на упругих опорах, помещенных в местах стыков и в средних точках блоков. В действительности на небольшом участке около опорной точки арка контактирует с упругой средой, но влиянием отпора на этом участке можно пренебречь для запаса прочности конструкции. Вкладыш-замок вследствие небольшой длины рассматривают как шарнир.

В качестве неизвестных, определяемых по методу сил, принимают изгибающие моменты в средних точках блоков, находящихся в зоне взаимодействия обделки с породой (рис. 7.35, б).

Конструкцию стыков учитывают последующим введением в шарниры возникающих в них моментов.

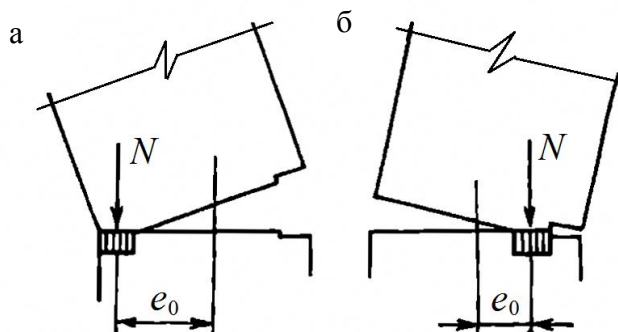


Рисунок 7.34 – Расчетная схема и основная система шарнирной обделки

В случае цилиндрических шарниров и плоских стыков с упругими прокладками моменты возникают от эксцентрического приложения нормальных сил вследствие неточностей изготовления и монтажа блоков, а также в результате образования зон

пластических деформаций в месте контакта между блоками. При современной технологии изготовления и монтажа блоков необходимо учитывать возможность эксцентриситета  $e_0$  в стыке, достигающего  $\pm 0,1h$ , где  $h$  – высота сечения блока (см. ВСН 111-64).

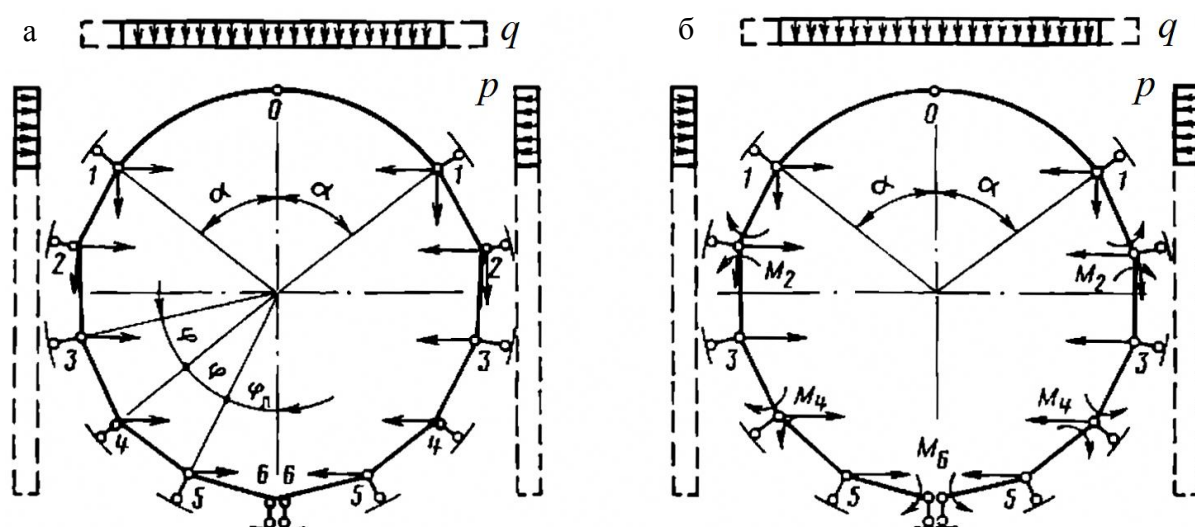


Рисунок 7.35 – Расчетная схема и основная система шарнирной обделки

Момент в стыке  $M_{CT} = N_{ш}e_0$ , где  $N_{ш}$  – нормальная сила в шарнирной обделке с шириной кольца  $b$ .

При наличии между плоскими торцами ребристых блоков монтажных болтов в стыках возникают дополнительные изгибающие моменты от затягивания болтов при монтаже. Их величины различны в зависимости от того, с какой стороны происходит раскрытие начального зазора в стыке. Так, при раскрытии стыка изнутри (рис. 7.36, а) нормальная сила смещается к наружной грани торца, образуя площадку смятия высотой

$$x = \frac{(N_{ш} + N_{б}) \cdot k_{б}}{b \cdot f_{ck}}, \quad (7.27)$$

где  $N_{б}$  – усилие в болтах одного ряда общей площадью  $A_{б}$ ;

$f_{ck}$  – характеристическое сопротивление бетона на сжатие при изгибе;

$k_{б}$  – коэффициент однородности бетона ( $k_{б} = 0,60$ ).

Этому случаю соответствует положительный момент в стыке

$$M_{CT}^+ = N_{ш} \left( d_1 - \frac{x}{2} \right) + N_{б} \left( c_1 - \frac{x}{2} \right). \quad (7.28)$$

При раскрытии стыка снаружи (рис 7.36, б) площадка смятия образуется у чеканочной канавки и в стыке возникает отрицательный момент:

$$M_{CT}^- = N_{ш} \left( d_2 - \frac{x}{2} \right) + N_{б} \left( c_2 - \frac{x}{2} \right). \quad (7.29)$$

В этом случае при  $c_2 < \frac{x}{2}$  можно считать, что  $N_{б} = 0$ .

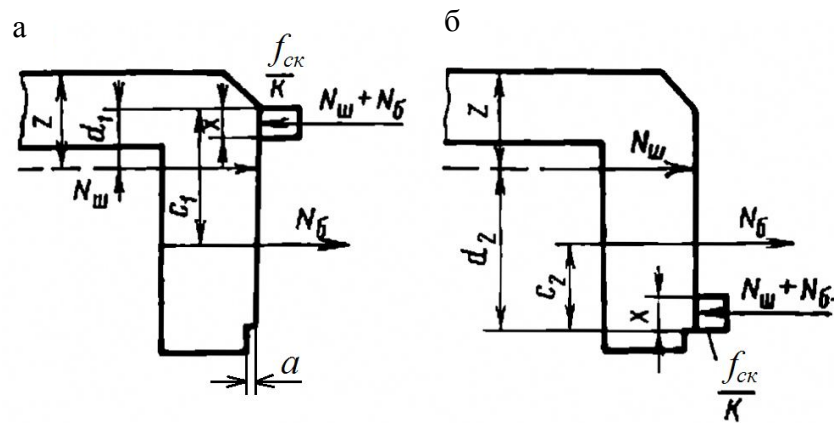


Рисунок 7.36 – Усилия в стыках обделки из железобетонных тюбингов

При отсутствии растянутых связей между плоскими торцами блоков ( $N_6 = 0$ ) изгибающие моменты возникают в зависимости от того, с какой стороны образуются начальные зазоры. В этом случае величины изгибающих моментов будут определяться:

$$\left. \begin{aligned} M_{CT}^+ &= N_w \left( d_1 - \frac{x}{2} \right); \\ M_{CT}^- &= N_w \left( d_2 - \frac{x}{2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (7.30)$$

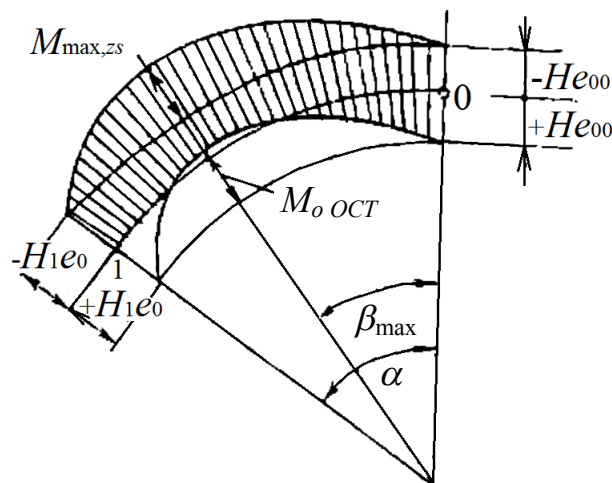


Рисунок 7.37 – Огибающая эпюра моментов на верхнем блоке обделки

Из приведенных формул следует, что для снижения стыковых моментов целесообразно уменьшить величины  $d_1$  и  $d_2$ , что может быть соответственно достигнуто устройством фаски с наружной стороны и увеличением глубины  $a$  чеканочной канавки. Более рационально применение цилиндрических стыков и стыков с упругими прокладками, обеспечивающими меньшие эксцентриситеты приложения нормальных сил. При этом несколько усложняются изготовление блоков и монтаж обделки, но условия ее работы значительно улучшаются. Обделки с шарнирными стыками обладают повышенной трещиностойкостью и водонепроницаемостью по сравнению с обделками, имеющими обычные плоские стыки. Общим свойством сборных обделок со стыками рассмотренных конструкций является возможность возникновения в стыках моментов с разными знаками. По значениям моментов в стыках строят огибающую эпюру стыковых моментов. В

результате суммирования ординат огибающей с ординатами эпюр моментов на блоках из расчета шарнирной обделки получают огибающую эпюру моментов, учитывающую наиболее неблагоприятное положение нормальных сил в стыках. Огибающая усилий для блока, входящего в состав трехшарнирной арки, изображена на рисунке 7.37.

По величине огибающего момента  $M_{\max, zs}$  и продольной силы  $N_1$  проверяется прочность сечения железобетонной обделки.

## 7.6 Расчет конструкций станций мелкого заложения

Станции, сооружаемые открытым способом в котлованах с откосами или со свайным креплением, рассчитываются на нагрузки от собственного веса конструкции, от веса засыпки грунтов (вертикальное и горизонтальное давление), от гидростатического давления, от веса дорожного покрытия и от временной нагрузки на поверхности земли.

*Нагрузка от собственного веса конструкции* определяется по проектным размерам, принятым в первом приближении по аналогии с существующими сооружениями, и включает:

- вес конструкции перекрытия;
- вес выравнивающего слоя цементно-песчаного раствора – 2-3 см;
- вес гидроизоляционного покрытия из трёх слоев гидроизола;
- вес защитного покрытия (бетон или железобетон – до 10 см).

*Нагрузка от веса грунта над перекрытием* определяется по формуле

$$q_{зас} = \gamma_1 \cdot h, \quad (7.31)$$

где  $\gamma_1$  – средняя плотность грунта засыпки;

$h$  – расстояние от поверхности земли до верха конструкций.

При расположении сооружения в водопроницаемых пористых грунтах, содержащих свободную воду, нагрузки от давления грунта необходимо определять как совместное давление воды и грунта во взвешенном состоянии.

Объёмный вес взвешенного грунта определяется по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1 + \varepsilon} (\gamma - 1), \quad (7.32)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент пористости грунта;

$\gamma$  – удельный вес грунта.

Характеристическая величина давления на стены обделки от постоянной нагрузки

$$P_1^{\text{II}} = \mu \cdot q^{\text{II}}, \quad (7.33)$$

$$P_1^{\text{II}} = \mu \cdot (q^{\text{II}} + \gamma_2 \cdot h_{cm}), \quad (7.34)$$

где  $\mu$  – коэффициент бокового давления,

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$\gamma_2$  и  $\varphi$  – средняя плотность и угол внутреннего трения грунта за стенами станции соответственно.

*Характеристическую переменную вертикальную нагрузку от транспорта на дневной поверхности* необходимо принимать как нагрузки А11 и НК-80. Давление от

колёс вертикальной автомобильной А11 и колёсной НК-80 нагрузок на конструкции станций определяется с учётом распределения в дорожном покрытии и бетонном основании под углом  $45^\circ$ , а в грунте – под углом  $30^\circ$  к вертикали от площадок соприкосновения скатов машин с дорожным покрытием. При этом нужно рассматривать различные схемы расположения транспорта на поверхности: над станцией и призмами обрушения, в пределах одной призмы обрушения (несимметричное загрузке), движение транспорта вдоль оси станции и в поперечном направлении.

Вертикальную нагрузку на уровне перекрытия станции от транспорта на дневной поверхности разрешается принимать равномерно распределённой и определять по формулам подпункта 7.5. При заданной высоте засыпки  $h$  в расчёт принимается большая из двух полученных величин.

Величина давления на стены обделки от переменной нагрузки

$$P_1^B = \mu \cdot q^B; \quad (7.35)$$

$$P_1^B = \mu \cdot (q^B + \gamma_2 \cdot h_{cm}). \quad (7.36)$$

*Расчётные нагрузки на элементы обделки* определяются путём умножения полученных характеристических нагрузок на коэффициенты надёжности по нагрузке. Величины коэффициентов надёжности по нагрузке  $\gamma_f$  больше 1 или меньше 1 выбираются с таким расчётом, чтобы учесть наиболее невыгодные сочетания нагрузок.

При наличии подземных вод нагрузка от них учитывается на той части сооружения, которая расположена ниже уровня воды.

Обделки станции открытого способа работ с одним или двумя рядами колонн рассчитываются как многопролётные статические определимые рамы на упругом основании. Расчёт рам производится с помощью метода расчленения на отдельные элементы. Элементы перекрытия станции рассчитываются как изгибаемые однопролётные плиты.

Прогонны и колонны станции рассчитываются на нагрузки, передаваемые от элементов перекрытия.

Стенные элементы рассчитываются как внецентренно сжатые конструкции по двум расчётным схемам: с расположением переменной нагрузки в пределах ширины станции или только на призме сползания грунта.

Лотковая часть станции должна рассчитываться как плита на упругом основании, однако возможны некоторые упрощения, облегчающие расчёт. Лотковую часть можно рассчитывать как плиту, загруженную усилиями от стен и колонн и неравномерным давлением отпора грунта, распределённым по закону треугольника.

Односводчатая станция открытого способа работ рассчитывается как рама с ригелем криволинейного очертания с прямолинейным или сводчатым лотком в зависимости от принятой конструктивной схемы и наличия подземных вод.

При расчёте этих конструкций учитывается наличие упругого отпора грунта за стенами обделки, характеризуемого коэффициентом постели  $k$ , кН/м<sup>3</sup>.

При расчетах обделок открытого способа работ учитываются следующие требования:

– для железобетонных элементов перекрытий определяется величина вертикальных прогибов и раскрытия трещин, при этом величина прогиба от воздействия постоянной и переменной вертикальных нагрузок в пределах пролета не должна превышать  $1/200 L$  ( $L$  – длина расчетного пролета) при предельной величине длительного раскрытия отдельных трещин до 0,2 мм;

– для железобетонных элементов стен определяется величина горизонтальных прогибов и раскрытия трещин, при этом величина прогиба от воздействия постоянной и переменной нагрузок для стен подземных сооружений не должна превышать  $1/300 H$ , для стен рам –  $1/200 H$  ( $H$  – расчетная высота стены) при предельной величине длительного раскрытия отдельных трещин до 0,3 мм.

*Наземные станции.* Наземная часть – обобщающее название нескольких типов станций метрополитена, отличительной особенностью которых является расположение непосредственно на поверхности. Существует два типа наземных станций: открытые и закрытые. Кроме того, станции разделяют по расположению платформ на станции с «островной» платформой, а также на станции с боковым расположением платформ.

В конструкции *наземной закрытой станции* есть стены и потолки, закрывающие пути и платформу. Таким образом, станция является закрытым помещением с собственным воздушным контуром. Преимущество такой конструкции состоит в том, что на ней возможно поддерживать комфортную для людей температуру. Помимо того, наземная станция может иметь разные конструктивные элементы, такие как фермы, лестницы, балконы.

*Открытая наземная станция* – островная платформа с навесом, который опирается на ряд колонн по центру, или боковые платформы со стенами и навесом.

Станции подобного типа самые дешевые в строительстве и подобны железнодорожным платформам. Они рассчитываются как и обычные наземные конструкции.

## 7.7 Расчет конструкций станций глубокого заложения

Обделки станций глубокого заложения, сооружаемые закрытым способом, рассчитываются на следующие нагрузки: давление горных пород, гидростатическое давление, собственный вес конструкций.

*Вертикальную нагрузку на станцию от давления горных пород*, учитывая обычные условия заложения станций по глубине, допускается принимать равной весу полного столба пород над станцией, без учёта сводообразования.

*Боковое горное давление на обделку* учитывается только при заложении в породах коэффициента крепости  $f < 3$  и определяется по формуле

$$P = (q + \gamma) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.37)$$

Расчётные нагрузки определяются путём умножения характеристических нагрузок на коэффициенты надежности. При этом поскольку боковое давление, как правило, улучшает условия работы конструкции, то при определении его учитываются коэффициенты надежности  $\gamma_f < 1$  ( $\gamma_f = 0,8; 0,9$ ).

*Нагрузка на обделку от гидростатического давления в водопроницаемых породах* определяется как вес водяного столба в уровне оси обделки. Эта нагрузка принимается равномерно распределённой по всему периметру обделки. Нагрузка от горного давления при этом определяется с учётом взвешивающего влияния воды.

Нагрузка на обделку от гидростатического давления в водонепроницаемых породах определяется как вес слоя воды, расположенного над пластом водонепроницаемых пород, и добавляется к нагрузке от горного давления.

*Собственный вес конструкции обделки* следует учитывать только в тех случаях, если его величина превышает 10 % нагрузки от горного давления.

Для станций глубокого заложения рассчитываются следующие элементы обделки:

- для *односводчатых станций* – свод, опирающийся на массивные опоры, и отдельно-обратный свод. Такая последовательность расчёта обусловливается порядком работ по сооружению станции;

- для *пилонных станций* – замкнутое кольцо обделки беспроёмной части станции, разомкнутое кольцо обделки проёмной части станции, перемычка, перекрывающая проём, крайнее пилонное кольцо;

- для *колонных станций* – трёхсводчатая конструкция обделки станции, перемычка, перекрывающая пролёты между колоннами, сама колонна.

Конструкции кругового очертания, возводимые закрытым способом, на деформативность не проверяются.

В случае сборной железобетонной конструкции свода расчётная схема представляет собой шарнирную систему с упругими опорами, учитывающими отпор породы на части свода. При чугунном своде в целях упрощения расчёта отпор породы может не учитываться.

Обратный свод обделки такой станции, возводимый в последнюю очередь, рассчитывается как двушарнирная или многшарнирная арка, лежащая на грунте и воспринимающая нагрузку от гидростатического давления.

Сборные обделки замкнутых колец трёхсводчатых пилонных станций рассчитывается по схемам круговых обделок (см. п. 7.6).

Обделки рассчитываются как статически неопределимые системы с помощью метода сил; лишними неизвестными являются моменты во введенных шарнирах (см. п. 7.6).

Расчёты обделок могут выполняться приближёнными способами с введением в расчётные схемы таких упрощений, которые, соответствуя общему характеру статической работы конструкции, приводят к некоторому повышению запаса прочности сооружения.

В целях уменьшения трудоёмкости расчёта моменты в шарнирах, расположенных ниже горизонтальной оси кольца, могут быть приняты равными нулю. При расчётах обделок из чугунных тюбингов, если стык тюбингов расположен вблизи шельги, величина изгибающегося момента в этом сечении может быть определена в начале расчёта из рассмотрения равновесия усилий в стыке тюбингов по формуле:

$$M = (N + \sum N_{\sigma}) \cdot \left( Z - \frac{N + \sum N_{\sigma}}{2b f_{cm}} \right) + \sum N_{\sigma} a_j, \quad (7.38)$$



где  $b$  – ширина кольца обделки;

$f_{cm}$  – характеристическое сопротивление смятию торца тубинга;

$N_{\sigma}$  – расчётное усилие в болте;

$a_j$  – расстояние между болтами и контрольным сечением.

Перемычка пилонной станции, работающая на нагрузки от разомкнутых колец обделки, может рассчитываться в предельном состоянии как трехшарнирная арка, ось которой проходит через центры передачи усилий в шельге и на опорах арки.

Напряжения в сечениях перемычки могут определяться по приближённым формулам:

$$\sigma_u = N_u \left( \frac{1}{A_u} \pm \frac{e_u \cdot h_u}{2I_u} \right) \leq f_{cm}, \quad (7.39)$$

$$\sigma_0 = N_0 \left( \frac{1}{A_0} \pm \frac{e_0 \cdot h_0}{2I_0} \right) \leq f_{cm}. \quad (7.40)$$

В этих формулах:

$$N_u = \frac{NL}{2f} (0,25l - (0,5h_0 + e_0) \sin \alpha_0) \leq f_{cm}, \quad (7.41)$$

$$N_0 = N_u + 0,5NL \sin \alpha_0, \quad (7.42)$$

$$f = (0,5h_0 + e_0) \sin \alpha_0 + e_u - 0,5h_u, \quad (7.43)$$

$$e_u = 0,4 \frac{I_u}{A_u h_u}, \quad (7.44)$$

$$e_0 = 0,4 \frac{I_0}{A_0 h_0}, \quad (7.45)$$

а  $h_u, A_u, I_u, h_0, A_0, I_0$  – высота, площадь и момент инерции сечения перемычки в шельге и на опоре соответственно;

$L$  – пролет перемычки.

Пилонные кольца обделки станции рассчитываются на нагрузки, передаваемые от перемычек, при этом усилия в пилонных кольцах могут определяться по таким формулам:

– в крайнем кольце:

$$N_{kn} = 2,4N; \quad (7.46)$$

– в среднем кольце трёхкольцевого пилон

$$N_{cn} = 2,2N; \quad (7.47)$$

– в среднем кольце четырёхкольцевого пилон:

$$N_{cn} = 1,6N, \quad (7.48)$$

где  $N$  – усилие в кольце беспроёмной части станции на уровне горизонтального диаметра.

## 7.8 Способы строительства метрополитенов

В основном линии метрополитенов строят способами, которые можно объединить в две группы – закрытые (подземные) и открытые [35, 61].

*Закрытые способы* применяют при сооружении метрополитенов глубокого и мелкого заложения. При этом все работы по строительству метрополитена приводят в подземных условиях, без нарушения уличного движения. Для транспортирования разработанного грунта, доставки различных материалов, конструкций и оборудования служат специально устраиваемые шахтные стволы, которые оборудуют подъемными машинами, клетями и бадьями для подъема и опускания людей и груза.

Для проведения проходческих работ и возведения тоннельных конструкций в подземных условиях при закрытом способе в зависимости от инженерно-геологических условий и размеров тоннелей используют такие способы работ:

- *щитовой способ*, основанный на применении щита – передвижной металлической крепи, под защитой которой производится разработка грунта в забое на полное сечение (профиль) и осуществляется возведение тоннельной обделки;
- *способ сплошного забоя*, состоящий в разработке грунта в тоннеле сразу на полное сечение (профиль) с установкой временного деревометаллического крепления, служащего защитой на время устройства тоннельной обделки;
- *горный способ*, основанный на последовательной разработке грунта в тоннеле по частям с установкой временного деревометаллического крепления, под защитой которого также по частям возводят тоннельную обделку.

*Открытые способы* применяют при сооружении линий метрополитенов мелкого заложения (проходящих на глубине 10–15 м от поверхности земли). При этом все работы по возведению тоннельных конструкций выполняют в открытых котлованах, которые после завершения строительства засыпают грунтом. При строительстве метрополитена этим способом необходимо перекладывать подземные коммуникации, переносить из района строительства линии трамвая, троллейбуса и автобуса, иногда укреплять грунты под фундаментами зданий. В связи с этим, в последнее время при строительстве городских метрополитенов мелкого заложения в Харькове, Минске, Нижнем Новгороде, Ташкенте, Новосибирске и других городах применяют комбинированный способ, при котором станции метрополитена возводят в котлованах открытым способом, а перегонные тоннели между станциями сооружают закрытым способом.

К числу открытых способов относятся:

- *котлованный способ*, состоящий в том, что на полную ширину тоннеля до уровня подошвы будущего тоннеля раскрывают котлован, стены которого оставляют без крепления (под углом естественного угла откоса грунта) или поддерживают временной крепью (если они вертикальны); обделку тоннеля сооружают в котловане, а затем засыпают грунтом;
- *траншейный способ*, при котором котлован разрабатывают по частям (в этом случае для устройства вертикальных стен тоннеля используют способ «стена в грунте»);
- использование передвижной металлической крепи прямоугольного сечения (щит открытого способа) для крепления стен котлована и устройства тоннельной обделки.

*Специальные способы.* В сложных инженерно-геологических условиях строительства – в водоносных песчано-глинистых грунтах, плавунах, в сильно трещиноватых скальных грунтах с большим притоком подземных вод – применяют специальные способы, целью которых является укрепление неустойчивых грунтов, ликвидация поступления воды или временное осушение грунтов. К числу таких специальных способов относятся водопонижение, замораживание грунтов, применение сжатого воздуха (кессонный способ), цементирование грунтов, химическое укрепление и другие.

Наземные линии метрополитена, расположенные на поверхности земли или на эстакадах (мостах), сооружают с помощью методов, применяемыми при строительстве железных дорог и мостов, позволяющих широко использовать высокопроизводительную землеройную технику для возведения земляного полотна, применять индустриальные сборные железобетонные конструкции для устройства эстакад, проводить работы широким фронтом с использованием великотоннажных грузоподъемных машин и механизмов.

## **7.9 Вопросы к разделу 7**

1. Основное отличие метрополитенов от существующего пассажирского транспорта города.
2. Краткая историческая справка развития метрополитенов.
3. Классификация метрополитенов по глубине заложения, по виду устройства, по расположению относительно уровня земли.
4. Структурные элементы метрополитена: основные и дополнительные.
5. Конструктивные решения перегонных тоннелей.
6. Разновидности и конструктивные решения станций обслуживания пассажиров.
7. Определение нагрузок на перегонные тоннели, влияние горного давления и обводненных слоев на величину вертикального и горизонтального давления.
8. Расчетная схема круглого сечения тоннеля, методика его расчета по методу сил.
9. Особенности учета податливости стыков в сборных железобетонных обделках тоннелей.
10. Как производится расчет станций мелкого заложения метрополитенов?
11. Расчет конструкций станций глубокого заложения.
12. Какие элементы обделки рассчитываются для станций глубокого заложения в зависимости от их конструктивного решения?
13. В чем преимущество станций мелкого заложения по сравнению со станциями глубокого заложения?
14. Способы строительства метрополитенов.
15. Какие существуют разновидности открытых способов строительства перегонных тоннелей и станций?

## 8 МОСТЫ

### 8.1 Общая характеристика мостов

Среди ряда объектов инженерных сооружений мосты занимают особое место, обусловленное не только разнообразием их конструктивных решений и функционального назначения, но и определенным архитектурно-выразительным обликом, создающим эстетический ансамбль той или иной части города, конкретной местности данной страны или территории. Насколько удачно решена архитектура и конструктивная надежность моста, настолько он будет пользоваться популярностью среди населения и может служить визитной карточкой или символом города или страны.

Многие мосты являются выдающимися памятниками зодчества и инженерного искусства. В ряде городов, таких как Лондон, Стамбул, Прага, Париж, Санкт-Петербург, Нью-Йорк, Сан-Франциско, мосты являются неотъемлемой частью городской среды, ее дополнением и украшением. Некоторые из них приведены на рисунках 8.1 – 8.10.



Рисунок 8.1 – Тауэр Бридж – разводной мост через Темзу в Лондоне (Великобритания), открыт в 1894 г. Визитная карточка Лондона. Знаменит благодаря двум башням высотой по 65 м каждая, установленных на каменных устоях

Приведенные на рисунках примеры не охватывают всю полноту и архитектурную многогранность мостов. При этом следует подчеркнуть, что термин «мост» имеет четкое назначение и определение и строго однозначен. *Мост* – искусственное инженерное сооружение, возведенное над водным препятствием – рекой, озером, заливом, проливом, поймой реки, болотом и т. п.

Инженерное сооружение в виде моста, возведенное над дорогой, суходолом, железной дорогой, системой электросетей и других коммуникаций, называется *путепроводом*. Мост через глубокий овраг, ущелье, холмы или горные гряды называется *виадуком* или *эстакадой*.

Следует выделить из семейства мостов инженерные сооружения (каменные или железобетонные), предназначенные для транспортирования воды, газа, нефти в сложных

геологических условиях, которые называются *акведуками* (от греческих слов «аква» – вода и «дук» – вести).



Рисунок 8.2 – Босфорский мост – первый висячий мост через пролив Босфор, соединяет азиатскую и европейскую части Стамбула (Турция). Открыт в 1973 г. к пятидесятилетию Турецкой Республики. Ататюркский мост. Проход пешеходов запрещен в связи с тем, что мост неоднократно использовался для совершения самоубийств. Основной пролет – 1074 м

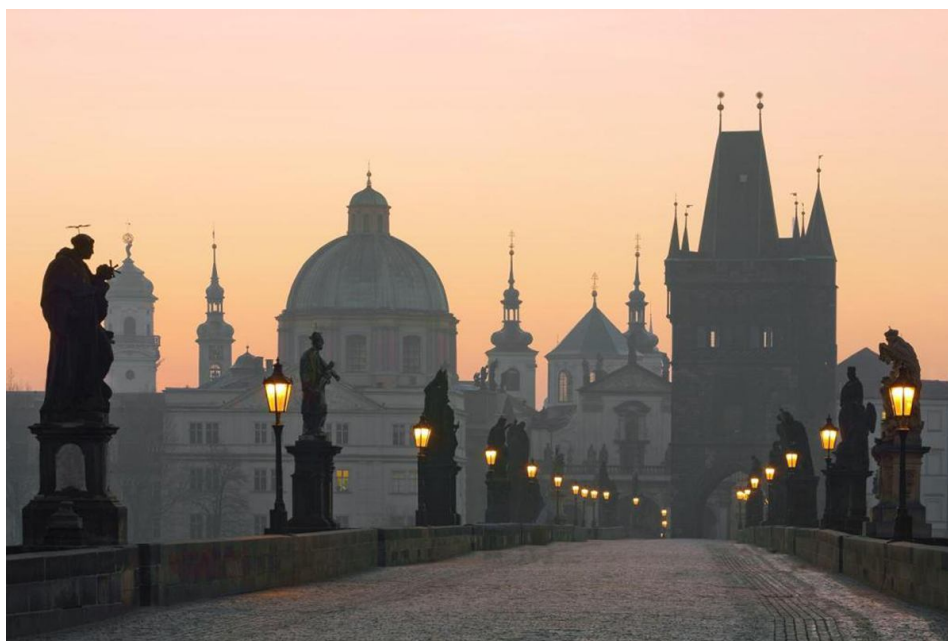


Рисунок 8.3 – Карлов Мост – арочный готический мост, украшенный барочными скульптурами, через реку Влтава в Праге (Чехия). Сохранился со средних веков, известен благодаря башням при входе на мост и украшающим мост тридцатью скульптурами. Строился в период 1357–1407 гг. и перестраивался до 1814 года





Рисунок 8.4 – «Новый мост» в Париже (Франция)  
1607 год строительства. Усовершенствованная конструкция  
каменного моста с увеличением соотношения толщины свода к  
высоте пролета. Использование круглых сводов и античной  
архитектуры; длина основного пролета – 19 м



Рисунок 8.5 – Бруклинский мост в Нью-Йорке (США).  
Соединяет районы Бруклин и Манхэттен, пересекая пролив  
Ист-Ривер. Был открыт в 1833 году, на этот момент являлся  
крупнейшим подвесным мостом в мире, впервые в нем  
использовались стальные канаты, длина основного пролета – 486,3 м

Наибольшим по пролетам на современном этапе развития мостостроения является мост в Японии Акаси Кайкё общей протяженностью 3911 м. Он имеет три пролета: центральный – 1991 м и два дополнительных – по 960 м. Пилоны поднимаются на высоту 297 м.



Рисунок 8.6 – Пешеходный мост через р. Днепр в Киеве, построен в 1956–1957 гг. Цельносварной металлический мост с использованием автоматической сварки. Длина моста – 429 м, центральные пролеты  $60 + 180 + 60$  м. Поднят над водой на 26 м, ширина моста – 7 м. Дорожное полотно выполнено из железобетонных плит



Рисунок 8.7 – Мост Акаси Кайкё – самый большой висячий мост в мире (1991 м, Япония). Построен в 1998 году, соединяет город Кобе на острове Хонсю с островом Авадзи, пересекает пролив Акаси

Среди оригинальных мостов и виадуков следует отметить пешеходный стеклянный мост со стеклянными опорами и пролетным стеклянным строением длиной 280 м и высотой 180 м, построенный в Китае в 2015 году. Основное назначение моста – туристическая функция. Несущими элементами данного моста являются стеклянные блоки, заключенные в металлические обоймы (рис. 8.8).

Оригинальностью отличаются разводные мосты, у которых пролетные строения могут подниматься или вверх – для пропуска высокогабаритных судов, или поворачиваться на  $90^\circ$  вдоль русла реки – для свободного прохода судов. Примером таких



мостов могут служить мосты Санкт-Петербурга (рис. 8.9) и Варваровский мост в г. Николаеве (рис. 8.10), а также мосты в Бельгии и Голландии.

Обобщая сказанное о разновидности мостовых сооружений, сложности их расчета и проектирования, можно отметить, что мосты – это венец строительного искусства, они воплощают многоплановую архитектурную композицию, сложные вопросы строительной механики, гидрогеологические проблемы, разновидности технологических приемов при возведении, и, наконец, обоснованный технико-экономический анализ предложенного варианта строительства определенного моста.



Рисунок 8.8 – Стекланный мост, Китай в провинции Хунань на горе Юнтай. Построен в 2015 году. Основное назначение – туристический пешеходный мост



Рисунок 8.9 – Дворцовый мост в Санкт-Петербурге в разведенном состоянии ночью





Рисунок 8.10 – Варваровский мост, г. Николаев через реку Южный Буг (Украина). Отличительной особенностью его является поворотная часть среднего пролета длиной 134 м вдоль русла реки. Построен в 1964 г., общая длина – 750 м

В горах и при прокладке дорог в пересеченной местности приходится строить мосты через долины, ущелья, плато. В этом случае общая длина виадуков определяется рельефом местности вдоль намеченной трассы дороги. Виадук часто располагают на крутых склонах или кривых направлениях дороги. На рисунке 8.11 изображен виадук над горным плато, на рисунке 8.12 виадук над горным ущельем.



Рисунок 8.11 – Виадук Мийо (Франция)

Как правило, все мосты состоят из трех основных элементов – опор, пролетных строений и береговых устоев, т. е. участков мостов, соединяющих проезжую часть моста с примыкающей дорогой (рис. 8.13) – автомобильной или железнодорожной [30, 31].

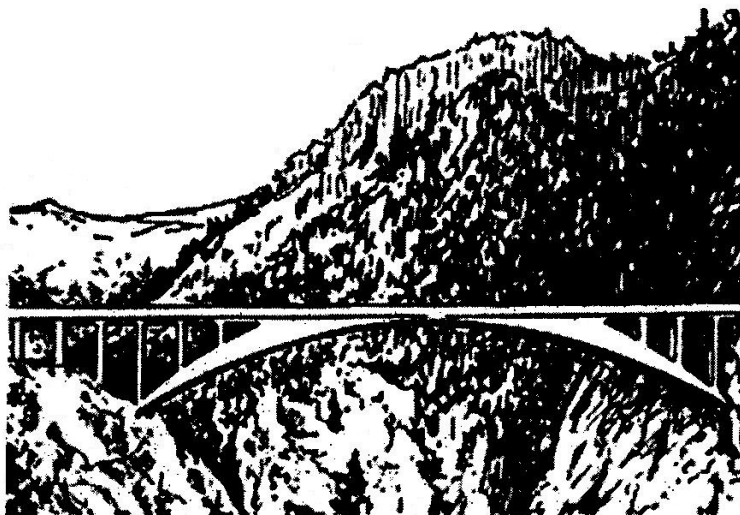


Рисунок 8.12 – Виадук Салгинатобель (Швейцария)

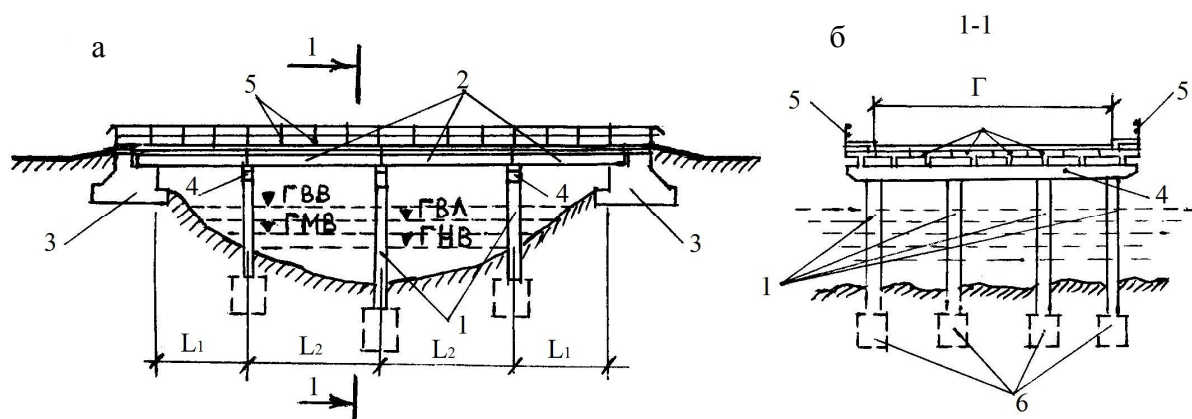


Рисунок 8.13 – Продольный (а) и поперечный (б) разрезы простейшего моста:  
1 – опоры; 2 – пролетное строение; 3 – береговые устои; 4 – поперечная балка (насадка);  
5 – перильное ограждение; 6 – фундаменты опор; г – габарит моста

Пролетные строения состоят из несущих конструкций: балок, ферм, диафрагм (поперечных балок) и собственно плиты проезжей части с покрытием. Статическая схема пролетных строений может быть балочной, рамной, арочной, вантовой или комбинированной; она определяет тип моста по конструкции. Обычно пролетные строения прямолинейны, однако в случае необходимости (например при постройке эстакад и дорожных развязок) им придают сложную форму: спиралеобразную, кольцевую и т. д. Пролетные строения служат для восприятия нагрузок от транспорта, пешеходов, коммуникаций и передачи их на опоры.

Опоры, в свою очередь, состоят из фундамента (рис. 8.13, б) и непосредственно опорной части (рис. 8.13, 1). Формы опор могут быть весьма разнообразными (от массивных комплексных строений и пилонов до тонкостенных оболочек и колонн). Промежуточные опоры в мостостроительной терминологии называют «быками», береговые опоры – «устоями».

Иногда для характеристики определенного моста используется его так называемая схема – формула, в которой последовательно представлены размеры расчетных пролетов. Если несколько последовательных пролетов имеют одинаковый размер, в формуле указывается их количество, помноженное на размер каждого. Например, схема моста

$9 + 3 \times 15 + 11$  означает, что первый расчетный пролет имеет длину 9 м, три последующих по 15 м, а последний, пятый – 11 м. Очень важным параметром в характеристике моста является его габарит Г, представляющий собой расстояние между бордюрными элементами проезжей части моста, в ряде случаев в габарит включают и размеры тротуаров (рис. 8.13, б). В деревянных мостах вместо бордюрных элементов укладываются колесоотбойные брусья, которые также определяют габарит моста Г. В типовом проектировании приняты следующие основные габариты мостов: Г-6; Г-7; Г-8; Г-9; Г-10,5; Г-12; Г-18; Г-21; Г-24.

Очень важно при проектировании и строительстве мостов учесть различные режимы и уровни поверхности водной преграды, над которой строится мост, что влияет на расположение нижней отметки пролетного строения для судоходных и несудоходных рек, озер, проливов и т. п.

Различают следующие основные уровни поверхности водной преграды (рис. 8.13):

- ГНВ – горизонт низких вод;
- ГМВ – горизонт меженных вод (наиболее устойчивый уровень воды в летний период);
- ГВЛ – горизонт воды во время ледохода;
- ГВВ – горизонт высоких вод (во время разлива рек или приливов).

Кроме этих горизонтов могут быть еще другие горизонты, вызванные приливами и отливами морей и океанов, а также горизонты воды, обусловленные аварийными ситуациями и сейсмическими воздействиями в районе строительства моста (цунами, торнадо).

В зависимости от назначения моста и срока его эксплуатации к нему предъявляются определенные нормативные требования, включающие выбор материала несущих конструкций, габарит моста, тип материала покрытия, антикоррозионную защиту и другие (ДБН В.2.3-22:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – Київ, 2009; ДБН В 2.3-14:2006 «Мости і труби. Правила проектування». – Київ, 2006 и другие) [4, 5, 6].

## 8.2 Классификация мостов

В связи с большим разнообразием мостов и условиями их эксплуатации, а также с учетом различных статических схем и способов строительства строгую единую классификацию мостов составить сложно, поэтому ее целесообразно осуществлять по отдельным направлениям:

а) *по пропускаемой нагрузке* – это пешеходные, автомобильные, железнодорожные, метромосты, комбинированные (например автомобильно-железнодорожные, метро-автомобильные, автомобильно-пешеходные, пешеходно-транспортёрные и другие); специальные водные путепроводы для кораблей и барж с низкой ватерлинией (существуют в Бельгии, Германии, Ирландии и других странах). Выделяются также трубопроводные мосты для транспортирования воды, нефтепродуктов, газа, промстоков (акведуки) и виадуки через овраги, ущелья, горные кряжи с соединением опорных точек по возможности на одной высоте;

б) *по статической схеме* – при анализе статической расчетной схемы можно выделить мосты балочные, рамные, арочные распорные, висячие, понтонные и комбинированные.

**Балочные** – самый простой вид мостов. Предназначены для перекрытия небольших пролетов (до 42 м). Пролетные строения – самостоятельные несущие элементы – балки, перекрывающие расстояние между опорами. Отличительная особенность балочной системы состоит в том, что с пролетных строений на опоры передаются, в основном, вертикальные нагрузки, а горизонтальные (тормозные) – на береговые устои.

В свою очередь балочные мосты подразделяются на следующие типы:

– **разрезная система** – состоит из ряда балок, причем одна балка перекрывает один пролет. Система статически определима и может применяться при любых типах грунтов. Недостатки: большое количество деформационных швов и рекомендуемое наличие двух опорных участков на каждой промежуточной опоре (рис. 8.14, а);

– **неразрезная система** – одна балка пролетного строения перекрывает несколько пролетов или сразу все. Таким образом, пролетное строение неразрезной системы рассчитывается как многопролетная, статически неопределимая балка с использованием метода сил, метода перемещений или других методов расчета статически неопределимых систем, применяемых в строительной механике. Преимуществом неразрезной системы является меньшее, чем в разрезной, количество деформационных швов и меньшая строительная высота. Недостаток такой системы – податливость к деформациям грунтового основания (рис. 8.14, б);

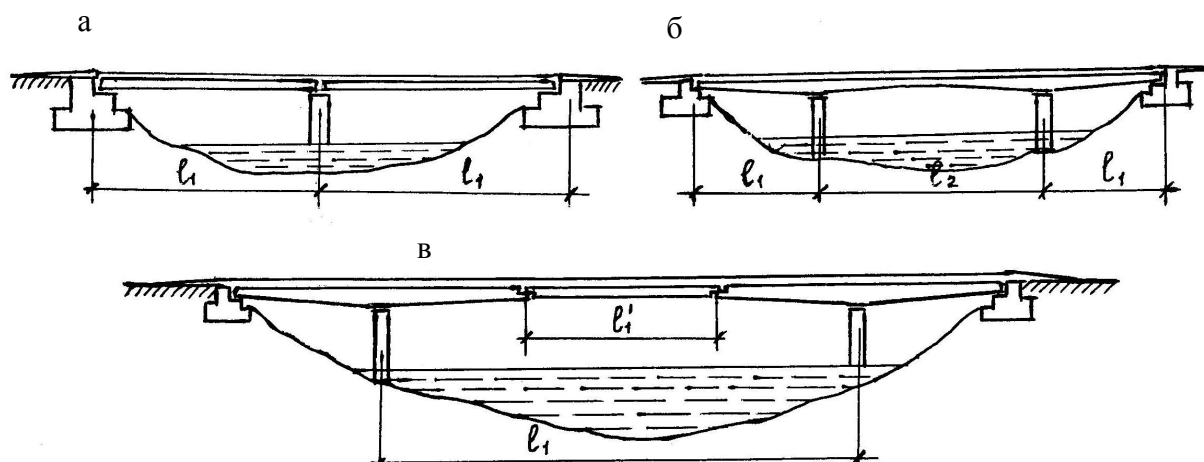


Рисунок 8.14 – Различные конструктивные схемы балочных мостов: а – разрезные балки; б – неразрезные балки; в – консольные балки

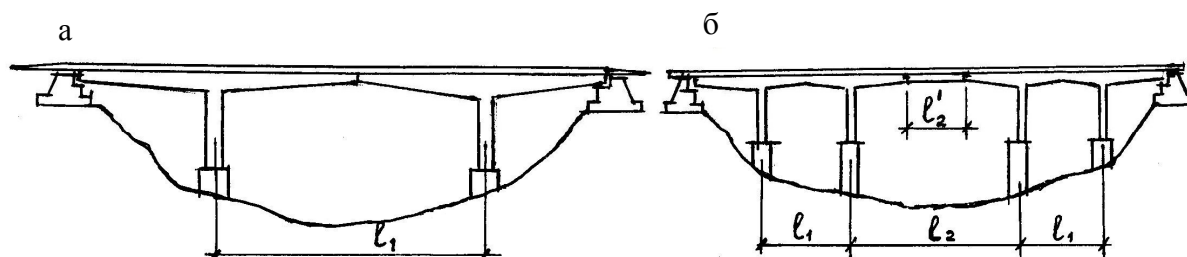


Рисунок 8.15 – Рамные системы большепролетных мостов:  
а – Т-образные рамы с шарнирным соединением; б – рамно-консольная система с рамами типа 2Т



– консольная система – состоит из двух типов балок, одни балки опираются на две опоры и имеют консольные свесы, другие называются подвесными, поскольку опираются на соседние балки. Соединение балок осуществляется при помощи шарниров. Преимуществом консольной системы является ее статическая определимость, а следовательно, легкость расчета и нечувствительность к грунтам. К недостаткам системы можно отнести большое количество и сложность устройства деформационных швов шарнирного типа, а также нарушение комфортности проезда в зоне шарниров. В настоящее время мосты такой системы сооружаются редко;

– температурно-неразрезная система – состоит из двух опорных балок, объединенных в одну цепь с помощью верхней соединительной плиты. Под действием вертикальных нагрузок такая система работает как разрезная, а под действием горизонтальных – как неразрезная. Ее преимуществом является меньшее количество деформационных швов, а недостатком – обязательное наличие двух опорных частей на каждой промежуточной опоре.

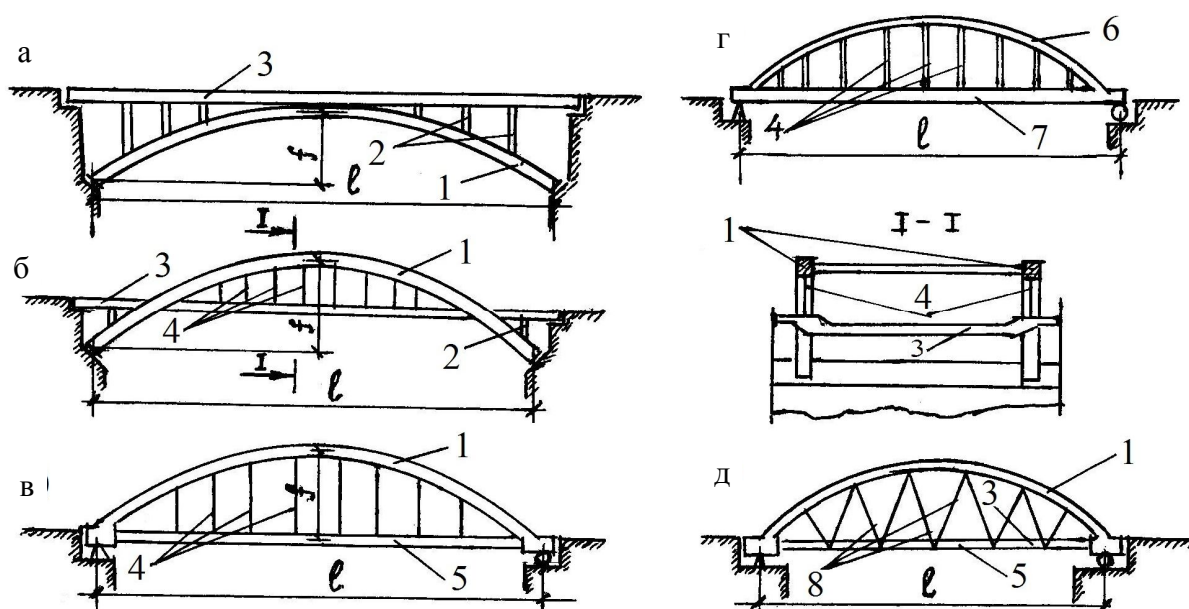


Рисунок 8.16 – Разновидности арочных мостов:

а – распорный арочный мост с ездой по верху; б – распорный арочный мост с ездой по середине;  
в – безраспорный арочный мост с гибкой затяжкой и ездой понизу; г – гибкая арка с жесткой затяжкой;  
д – жесткая арка с гибкой затяжкой и наклонными подвесками; 1 – жесткая арка; 2 – надарочные стойки;  
3 – конструкция проезжей части; 4 – подвески; 5 – гибкая затяжка; 6 – гибкая арка; 7 – жесткая затяжка;  
8 – наклонные подвески

Во всех перечисленных выше схемах мостов пролетные строения могут изготавливаться как в виде сплошных балок различного сечения, так и в виде решетчатых конструкций, то есть ферм, структур, комбинированных элементов; стойки в этом случае имеют облегченное конструктивное решение.

**Рамные** – усложненная система конструкции моста. Эта система состоит из рам, стойки которых выполняют роль опор, а ригели – роль пролетных строений. По форме рамы могут быть Т-образными, П-образными, а также иметь две наклонные стойки и консольные свесы (формы трапеции специального названия не имеют). Преимуществами рамной системы являются небольшая строительная высота и увеличенное по сравнению с

балочными системами подмостовое пространство. Все это делает рамные конструкции удобными для путепроводов и эстакад. Данная система также может быть применена в горных условиях, поскольку в силу особенностей рельефа там нельзя понизить уровень проезда. Недостатками рамной системы являются сложность строительства и податливость к деформациям основания. Такие системы в настоящее время применяются редко из-за дороговизны и сложности строительства (рис. 8.15, а, б).

**Арочные распорные** – разновидность пролетного строения с учетом развития горизонтального усилия (распора) (рис. 8.16, а, б).

У этих типов мостов основными несущими конструкциями являются арки или своды. Арка – криволинейный брус, у которого ширина сечения меньше его высоты. Свод – криволинейный брус, ширина сечения которого значительно больше высоты. Арочные мосты могут быть с ездой по верху, по низу и по середине. Опоры арочных мостов всегда массивные, поскольку должны быть рассчитаны на восприятие распора. При больших пролетах арки всегда экономичнее по расходу материалов балочных конструкций, но только в отношении пролетных строений. Из-за большого развития опор в поперечном сечении мост арочной системы дешевле балочного только в случае высоты опор до 2 м. Арочные мосты используются в горных условиях, поскольку позволяют перекрыть большой пролет, чем балки, а в условиях горного рельефа сооружение дополнительных опор всегда осложнено.

Специфическая область применения арочных мостов обусловлена и тем, что для них требуется большее подмостовое пространство, особенно с ездой по верху, что приводит к удорожанию и усложнению строительства насыпей подходов, которые могут достигать высоты до 20 м; на таких насыпях возрастает вероятность оползней в начальный период их эксплуатации. Арочные мосты часто строят в городских условиях из соображений эстетической привлекательности.

Наряду с арочными пролетными строениями используются и ферменные пролетные строения, как правило, в железнодорожных мостах с пролетом свыше 50 м. Преимущества фермы – легкая конструкция, позволяющая перекрыть достаточно большие пролеты (обычно от 40 до 150 м). Фермы изготавливают из стандартного стального проката. Существует и единственная в мире эксплуатируемая железобетонная мостовая ферма, которая находится в г. Белово Кемеровской области (Россия) на подъездных железнодорожных путях промышленного предприятия.

Фермы могут быть выполнены с различной решеткой между поясами (восходящие или нисходящие раскосы, а также в виде крестообразных раскосов по типу фермы Гау–Журавского).

**Висячие мосты** – это такие мосты, у которых основная несущая конструкция выполнена из гибких элементов (канатов, тросов, цепей, металлических профилей и др.), работающих на растяжение, а проезжая часть к ним подвешена. Данный вид составляют все крупнейшие по длине и высоте пролета мосты мира (в частности, Атаюрский мост в Стамбуле, мост Акаси Кайкё в Японии и другие) (см. рис. 8.2; 8.5; 8.6; 8.7, а также табл. 8.1).

**Вантовые** – разновидность висячих мостов: роль основной несущей конструкции выполняет вантовая ферма, выполненная из прямолинейных стальных канатов. Ванты

прикреплены к пилонам – высоким стойкам, монтируемым непосредственно на опорах. Пилоны в основном располагаются вертикально, но не исключено и наклонное их расположение. К вантам крепится балка жесткости, на которой располагается мостовое полотно. Ванты размещаются под углом наклона к горизонтали не менее  $30^\circ$ , так как в противном случае в них возникают большие усилия и жесткость моста сильно уменьшается. Балку жесткости лучше выполнять с коробчатым сечением, поскольку это улучшает ее работу на кручение от переменных нагрузок и от действия ветра. Наиболее часто вантовая система применяется при перекрытии глубоких рек и в городских условиях. Одним из примеров таких мостов может служить пешеходный вантовый мост в г. Харькове (2012 г.) (рис. 8.17).



Рисунок 8.17 – Пешеходный вантовый мост, г. Харьков

Некоторые пешеходные висячие мостики периода XVIII–XIX вв. сохранились до наших дней: Почтамтский (через Мойку), Банковский и Львиный (через канал Грибоедова), Санкт-Петербург; 1836 г., г. Брест–Литовск, первый в России висячий мост на проволоочных канатах протяженностью 89 м; 1887 г., г. Киев, р. Днепр, четырехпролетный мост протяженностью 134 м, разрушенный белополяками в 1920 г.

В XX в. на территории бывшего СССР построен ряд висячих мостов с весьма большими пролетами под трубопроводы (р. Амударья, протяженность 660 м; р. Днепр, протяженность 720 м) и временный мост с пролетом 874 м через Волгу под конвейерную линию при строительстве ГЭС.

Таблица 8.1 – Самые большие висячие мосты мировой практики

Страна	Город (место)	Препятствие	Пролет, м	Год завершения строительства	Название моста
Япония	о. Хонсю – о. Сикоку	Пролив	1990	1998	Акаси (Akashi-Kaikyo)
Дания	Хальсков – Спрогё	Пролив	1624	1997	Большой Бельдт
Сянган (Гонконг)	о. Лантау	Пролив	1413	1997	Цзин-Ма (Tsing Ma)
Великобритания	г. Гуль	Залив Хамбер	1410	1981	Хамбер (Humber)
США	г. Нью-Йорк	р. Гудзон	1298	1965	Верразано-Нерроуз (Verrazano-Narrows )
США	г. Сан-Франциско	Залив	1280	1937	Золотые ворота (Golden Gate)
Швеция	Веда-Хорнё	Пролив	1210	1997	Хога Хустен
США	Мичиган	Пролив Макинак	1158	1957	Большой Мак
Япония	о. Хонсю – о. Сикоку	Пролив	1100	1988	1) Сето Охаси (Seto Ohashi) 2) Минами Бисан Сето (Minami Bisan Seto)
Турция	г. Стамбул	Пролив Босфор	1090	1988	Фатах Султан Мехмет
Турция	г. Стамбул	Пролив Босфор	1074	1973	Босфорский
США	г. Нью-Йорк	р. Гудзон	1067	1931	Дж. Вашингтон
Япония	о. Хонсю – о. Сикоку	Пролив	1030	1999	Курусима-3
Япония	о. Хонсю – о. Сикоку	Пролив	1020	1999	Курусима-2
Португалия	г. Лиссабон	р. Тахо	1013	1966	Мост 25 апреля (Венте э Синко де Абрил)
Великобритания	г. Эдинбург	Залив Форт	1006	1964	Фортский мост (Forth)

**Понтонные**, или наплавные мосты относятся к разряду быстро возводимых временных мостов на плавучих опорах. В качестве плавучих опор используются замкнутые металлические ребристые емкости, заполненные воздухом. Несущая способность плавучих опор определяется объемом воды, которую они вытесняют при погружении в воду. Данные мосты очень эффективны в случаях чрезвычайных ситуаций, а также в военный период.

**Комбинированные системы** включают сочленение различных простейших пролетных строений с арочными, рамными или вантовыми конструкциями. Среди наиболее распространенных комбинированных систем следует назвать жесткую балку с подпружной (подпирающей) гибкой аркой; арочно-консольную систему; веерно-подкосную; неразрезную балку на всю длину моста в сочленении с жесткой аркой посередине моста и другие;

в) по уровню проезда над пролетным строением – при значительном многообразии пролетных строений, отмеченных в предыдущем пункте, уровень проезда четко фиксируется для оценки эксплуатационных характеристик моста и его методики расчета; различают следующие уровни проезда:



– с ездой по низу (рис. 8.16, в), чаще всего в этом случае в качестве пролетного строения используются фермы или арки; все виды висячих мостов; встречаются отдельные балочные конструкции, где подвижная нагрузка передвигается между основными балочными несущими элементами;

– с ездой по середине (рис. 8.16, б): наиболее распространенными в этом случае являются арочные конструкции, у которых пяты арок находятся значительно ниже, а замок выше уровня проезжей части;

– с ездой по верху (рис. 8.16, а): подавляющее большинство классических балочных, а также рамных конструкций; встречаются фермы, иногда арки;

– с проездом по двум уровням: могут использоваться арочные, ферменные конструкции, а также висячие мосты, данный вид проезда применяется редко.

г) *разводные мосты* – к этой категории мостов относятся такие, у которых в процессе эксплуатации трансформируется пролетное строение; это может проявляться в повороте, смещении, разъединении пролетного строения или его перемещении по вертикали.

Своими разводными мостами знамениты Англия, Бельгия, Голландия, Россия. Так, в Санкт-Петербурге все мосты через Неву являются разводными, кроме Большого Обуховского моста. На рисунке 8.9 показан Дворцовый мост Санкт-Петербурга в разведенном состоянии в ночное время.

К разновидностям разводным мостов следует отнести:

– мосты, разводимые поднятием средней части; при этом данный тип предусматривает подъем средней части моста в горизонтальном положении вверх (например, железнодорожный мост в г. Ростове-на-Дону, Тауэр-Бридж в Лондоне, рис. 8.1 и другие);

– второй тип предусматривает поворот одного или двух пролетов вокруг одного из шарниров, при этом пролетное строение поднимается на угол  $60^{\circ}$ - $70^{\circ}$  (рис. 8.9);

– поворотные мосты, у которых средняя часть шарнирно закреплена на стоящей по середине реки массивной опоре. Мост разводится поворотом средней части на  $90^{\circ}$ , таким образом средняя часть моста оказывается параллельной руслу реки. Примером такой конструкции служит Варваровский мост в г. Николаеве (Украина), поворотный пролет которого имеет длину 134 м, и мост в Валенсии, по которому проложена трасса для гонок Формулы-1.

## **8.3 Расчет мостов**

### **8.3.1 Задачи расчета и проектирования транспортного сооружения**

Задачи расчета и проектирования транспортного сооружения заключаются в подборе таких генеральных параметров, которые обеспечивают прочность, устойчивость и контролируемую деформативность сооружения под действием внешних нагрузок. Этими параметрами будут геометрические размеры элементов и их сечения, механические и физические характеристики материалов сооружения и оснований фундаментов.

Транспортные сооружения (и особенно мосты) – достаточно сложные объекты и сегодня мы не имеем общей математической модели, по которой можно было бы рассчитать сооружение в целом. Поэтому практические расчеты выполняются для отдельных конструкций, из которых состоит сооружение: элементов пролетного строения, элементов опор и устоев, фундаментов и их оснований. Хотя в последнее время успешно развиваются методы расчета усилий, основанные на рассмотрении мостовой конструкции как единой системы «пролетное строение – опоры – фундамент – грунт».

В математическом смысле задача расчета сводится к подбору таких параметров элемента, которые обеспечивают удовлетворение неравенства:

$$\square \quad F(F_i, a, b, h \dots) \leq W(R_j, a, b, h \dots) \quad (8.1)$$

где  $F(.)$  – функция внешних нагрузок и влияний, которые действуют на элемент;

$F_i$  – заданные внешние статические и динамические силы, которые передаются на элемент;

$W(.)$  – функция несущей способности элемента;

$R_j$  – прочностные характеристики материалов элемента, физико-механические характеристики основания;

$a, b, h \dots$  – геометрические и физико-механические параметры элемента.

Удовлетворить неравенство (8.1) так, чтобы левая часть в точности равнялась правой, не удастся. Обычно элемент проектируется таким способом, что нагрузочный эффект является меньшим, чем несущая способность:  $F(.) < W(.)$ . В этом случае к неравенству (8.1) нередко добавляется требование, чтобы превышение несущей способности над нагрузочным эффектом составляло не более 5%.

Расчет элементов мостов как и всех других строительных конструкций выполняется по методу предельных состояний и имеет проверочный характер, ведется по схеме:

- задаются необходимые параметры;
- выполняется сбор нагрузок, вычисляются внутренние усилия (нагрузочный эффект) в сечениях элемента;
- с помощью теоретических зависимостей типа (8.1) проверяют или удовлетворяют заданные параметры требованиям прочности и устойчивости элемента, требованиям эксплуатации под действием внешней нагрузки;
- если требования (8.1) удовлетворяются, приступают к конструированию, в противном случае расчет опять начинают сначала.

Это итерационный процесс, в котором решение улучшается на каждом шагу.

### 8.3.2 Общая характеристика норм проектирования мостов

Проектирование мостов Украины регламентируется действующими нормами ДБН В.2.3-14:2006 «Мосты и трубы. Правила проектирования» [6]. Кроме этого, основного документа, который охватывает большинство требований, в проектировании мостов применяется ряд других строительных норм и стандартов [4, 20].

Действующие нормы устанавливают правила проектирования мостов и дорожных труб, расположенных:

- на железных дорогах колеи 1520 мм, рассчитанных на движение поездов со скоростью до 200 км/час, линиях метрополитена и трамвая;
- на автомобильных дорогах общего пользования, улицах и дорогах городов и сельских населенных пунктов;
- на внутренних хозяйственных дорогах и проездах;

Требования ДБН [4, 20] также распространяются на проектирование:

- мостов, совмещенных для движения железнодорожного, автомобильного транспорта, метрополитена, трамвая;
- пешеходных мостов и пешеходных тоннелей под железными, автомобильными и городскими дорогами;
- пролетных строений и опор разводных мостов.

Нагрузки на мосты различных типов строго регламентированы нормативными документами, в частности ДБН В.1.2-15:2009 [4]. Немаловажным фактором при этом является категория дороги, на которой строится или реконструируется мост. Согласно ДБН В.2.3-4:2007 [18] и другим документам автомобильные дороги общего пользования делятся на дороги государственного значения (межгосударственные, национальные, региональные, территориальные) и дороги местного значения (областные и районные) [19].

В зависимости от интенсивности движения (количество автомобилей в сутки), скорости движения, количества полос движения в обе стороны, вида покрытия и других факторов существуют определенные категории дорог (1а, 1б, 2, 3, 4, 5). Для каждой категории дорог заложены требования по долговечности, надежности и безопасности устройства мостов с использованием железобетонных, металлических или деревянных конструкций с прогнозируемым сроком эксплуатации.

В таблице 8.2 приведены основные виды нагрузок и воздействий, которые рекомендуются нормативными документами для расчета мостов, а также указаны возможные и невозможные их сочетания с учетом категоричности дорог.

Таблица 8.2 – Нагрузки и воздействия, на которые рассчитываются мосты и трубы по ДБН В.1.2-15:2009 [4]

Номер нагрузки (воздействия)	Нагрузки и воздействия	Номер нагрузки (воздействия), что не учитывается в сочетании с данным загрузением (воздействием)
1	2	3
	<i>А. Постоянные</i>	
1	Собственный вес конструкций.	–
2	Влияние предварительного напряжения. (в том числе регулирование усилий).	–
3	Давление грунта насыпи.	–
4	Гидростатическое давление.	–
5	Влияние усадки и ползучести бетона.	–
6	Влияние осадки фундамента.	–

1	2	3
	<i>Б. Переменные, от подвижного состава и пешеходов</i>	
7	Вертикальная нагрузка.	16
8	Давление грунта от подвижного состава.	16
9	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы.	10, 16
10	Горизонтальные поперечные удары подвижного состава.	9, 11, 12, 16, 17
11	Горизонтальное продольное загрузеие от торможения транспорта или сил тяги.	10, 13, 14, 16
	<i>В. Другие</i>	
12	Ветровые нагрузки.	10, 14, 17, 19, 20
13	Ледовые нагрузки.	11, 14, 17, 19, 20
14	Нагрузки от навала судов.	11–13, 15–17, 19, 20
15	Температурные климатические нагрузки.	14, 17, 19, 20
16	Строительные нагрузки при сооружении.	7–11, 14, 17, 19, 20
17	Сейсмические нагрузки.	10, 12–16, 19, 20
18	Трение в опорных частях конструкций.	11, 14, 17, 19, 20
	<i>Г. Специфические нагрузки*</i>	
19	Строительные нагрузки при ремонтах.	12–18, 20
20	Аварийные нагрузки.	12–19

\* Для всех мостов, кроме железнодорожных

*Примечания:*

1. Расчеты на выносливость выполняют на сочетании, к которым кроме постоянных нагрузок и воздействий входят переменные нагрузки 7–9, при этом вертикальные нагрузки от пешеходов на тротуарах с вертикальным загрузеием от подвижного состава вместе учитывать не следует.

2. Расчеты по второй группе предельных состояний необходимо выполнить только на сочетание нагрузок и воздействий 1–9, 15, 16. При этом в расчетах железобетонных конструкций на трещиностойкость следует учитывать также нагружение 11, а при расчетах горизонтальных перемещений верха опор нагружения – 10, 12 и 13.

В соответствии с требованиями действующих норм ДБН В.2.3-14:2006 [6] и практики проектирования рассматриваются такие нагрузки и воздействия.

#### ***А. Постоянные***

1. Собственный вес элементов сооружения.

2. Действие предварительного напряжения и регуляция усилий в пролетных строениях.

3. Давление почвы насыпи.

4. Выталкивающая сила воды (по закону Архимеда).

5. Действие усадки и ползучести бетона.

6. Действие оседания почвы.

#### ***Б. Временные (переменные)***

7. Вертикальные нагрузки от подвижного состава и пешеходов на пролетном строении.

8. Продольные нагрузки (по отношению к пролетному строению) торможения или тяги подвижного состава.

9. Поперечные удары (по отношению к пролетному строению) от подвижного состава.

10. Центробежные силы от подвижного состава, действующие на кривых в плане участках пролетных строений.

11. Дополнительное давление почвы, вызванное подвижным составом на призме обрушения.

### ***В. Другие***

12. Ветровое.
13. Ледовое.
14. Нагрузка от навала судов на речные опоры.
15. Температурные воздействия.
16. Действие морозного пучения почвы.
17. Строительные нагрузки.
18. Действие сейсмической нагрузки.

*Постоянная нагрузка* в железобетонных мостах является существенной, а при больших пролетах – превалирующей частью суммарной (постоянной и переменной) нагрузки. Она складывается из двух частей: первая – собственный вес несущих конструкций, вторая – вес мостового полотна, тротуаров, перильных ограждений, барьеров безопасности, осветительных устройств и, при их наличии, различных коммуникационных устройств (тепло- и газопроводов, кабелей и т. д.), проложенных по мосту архитектурных включений. Для ее определения необходимо после выбора схемы моста задаться опалубочными размерами элементов пролетных строений и выбрать конструкцию мостового полотна.

#### **8.3.3 Подвижные нагрузки автодорожных мостов**

В расчетах мостов принято представлять реальные нагрузки от транспортных средств специальными моделями, которые имеют целью создать загрузочный эффект, который гарантирует безопасную эксплуатацию моста в течение 100 лет.

Модельное представление реальных подвижных нагрузок мостов является практикой всех стран мира. (Характерно, что каждая развитая страна имеет свои собственные, не идентичные модели подвижных нагрузок. Так, до недавнего времени в Европе было больше 10 моделей временных подвижных нагрузок автодорожных мостов).

Действующими нормами проектирования мостов [4] приняты две модели подвижных нагрузок, которые имеют названия АК и НК. Первая из них – модель АК имитирует автотранспортные средства, которые идут в колонне на полной длине пролетного строения (или на длине нескольких пролетных строений). Вторая модель – НК – имитирует одиночное тяжеловесное транспортное средство, которое движется по мосту в условиях отсутствия каких-либо других подвижных нагрузок. Это альтернативные модели. Внутренние усилия в элементах сооружения вычисляются для каждой из них. Окончательно, для проектирования элемента принимается модель, которая дает больший загрузочный эффект.

##### ***Модель 1. Нагрузка от автотранспорта по схеме АК***

Эта модель применяется при проектировании мостов и труб на всех автомобильных дорогах общего пользования, на улицах и дорогах в городских и сельских населенных пунктах.

Буква А в названии схемы означает «автомобильную нагрузку», К – означает класс нагрузки. Класс нагрузки К в зависимости от технической классификации автомобильных дорог и улиц в городских и сельских населенных пунктах принимается:

– 15 – на автомобильных дорогах I, II и III категорий, на городских автомагистралях и магистральных улицах общегородского значения, а также на мостах длиной свыше 200 м независимо от их расположения;

– 11 – на всех других автомобильных дорогах и улицах населенных пунктов

Вертикальная нагрузка от автотранспортных средств АК моделируется полосами равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $v$  (на обе колеи),  $v = 0,98K$  кН/м ( $0,1K$  тс/м). (рис. 8.18). Кроме этого, каждая из полос включает двухосный тандем с интенсивностью  $v$ , равной  $9,81K$  кН ( $1K$  тс).

Геометрические параметры нагрузки АК показаны на рисунке 8.18. Эти параметры не зависят от значения класса  $K$ .

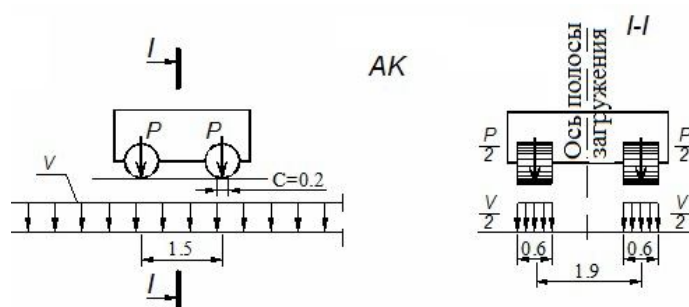


Рисунок 8.18 – Схема автомобильной нагрузки АК

К значению интенсивности полосовой нагрузки  $v$  и осевой нагрузки тандема  $P$  вводится коэффициент полосы  $s_1$ .

Для распределенной нагрузки АК, в зависимости от количества полос, коэффициент имеет такие значения:

- для первой полосы – 1,0;
- для второй и всех дальнейших – 0,6.

Для осевой нагрузки  $P$  тандема, в зависимости от количества полос, коэффициент имеет такие значения:

- для первой и второй полосы – 1,0;
- для третьей и четвертой – 0,75;
- для пятой и всех дальнейших – 0,0.

#### Модель 2. Колесная нагрузка НК

Эта альтернативная модель представлена одиночным транспортным средством, которое являет собой четырехосный колесный экипаж (рис. 8.19). Буквы НК в названии схемы означает: «нагрузка колесная». Нормами введена колесная нагрузка двух типов:

НК–1000 общим весом 1000 кН (100 тс), с вертикальной нагрузкой на одну ось  $P$ , равной 250 кН (25 тс);

НК–800 общим весом 800 кН (80 тс), с вертикальной нагрузкой  $P$ , равной 200 кН (20 тс) на одну ось;

Геометрические параметры нагрузки НК, общие для обоих типов, показаны на рисунке 8.19.

В зависимости от технической классификации автомобильных дорог и улиц в городских и сельских населенных пунктах принимается:

- НК–1000 – на автомобильных дорогах I, II и III категорий, на городских автомагистралях и магистральных улицах общегородского значения, а также на мостах длиной свыше 200 м независимо от их расположения;
- НК–800 – на всех других автомобильных дорогах и улицах населенных пунктов.

### НК

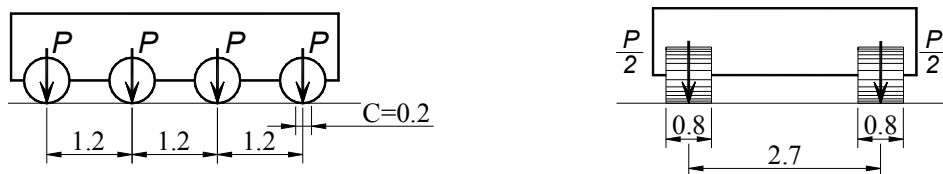


Рисунок 8.19 – Схема колесной нагрузки НК

### *Горизонтальные действия подвижных нагрузок*

Нормами проектирования предвиден учет действия горизонтальных сил, которые возникают от подвижных нагрузок мостов. Это силы тяги (или торможение), направленные вдоль пролетного строения моста, сила поперечных ударов, направленная поперек пролетного строения моста, центробежная сила на кривых в плане моста [2].

### *Нагрузка от толпы на тротуарах*

Нормативная (характеристическая) временная нагрузка на пешеходные мосты и тротуары принимается как вертикальная равномерно распределенная:

- на пешеходные мосты и тротуары городских мостов – 3,92 кПа (400 кгс/м<sup>2</sup>);
- на тротуары мостов (при расчетах с учетом в сообщениях с другими действующими нагрузками) – 1,96 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>).

### *Система коэффициентов надежности*

Чтобы обеспечить необходимую надежность и долговечность сооружения, действующие нормы проектирования имеют развитую систему коэффициентов. Эти коэффициенты учитывают стохастическую природу нагрузок, динамические эффекты, за их счет создаются необходимые резервы прочности, устойчивости и деформативности сооружения [4]. Основные коэффициенты приняты в расчетах мостов при определении загрузочных эффектов такие:

- коэффициент надежности за ответственностью  $\gamma_r$ , который учитывает социально-экономическую значимость сооружения;
- коэффициенты надежности за постоянными и подвижными нагрузками и влияниями  $\gamma_f$ , которые отображают случайную природу внешних сил;
- динамический коэффициент  $1 + \mu$ , который учитывает динамическую составляющую подвижной нагрузки;
- коэффициент сочетания нагрузок  $\eta$ , который учитывает уменьшение вероятности одновременного появления расчетных нагрузок и влияний (таблица 8.2).

Помимо нагрузок АК и НК существует гусеничные нагрузки НГ, к которым относятся тракторы, экскаваторы, кланы, танки; эти нагрузки имеют специфическое воздействие и рассматриваются в отдельных расчетах.

### 8.3.4 Задача размещения подвижной нагрузки на проезжей части пролетного строения

Задача размещения подвижной нагрузки на пролетном строении заключается в поиске такого положения нагрузки, при котором в элементах пролетного строения будут возникать максимальные усилия. Это положение нагрузки (какое отвечает максимальному усилию) разыскивается как поперек моста, так и вдоль сооружения, то есть задача по существу распадается на две части. Поперек моста, в поисках максимальных усилий, проектировщик задает несколько положений подвижных нагрузок. Что касается вдоль сооружения, то размещение подвижной нагрузки четко определяется правилами строительной механики.

#### *Разметка проезжей части*

Для того, чтобы задать положение подвижных нагрузок на проезжей части моста в поперечном разрезе, проектировщик должен определенным образом разметить план проезжей части. Комплекс проезжей части моста (рис. 8.20) содержит такие конструктивные функциональные элементы:

- плита проезжей части;
- перила тротуаров;
- тротуары;
- служебные проходы (в случае отсутствия тротуаров);
- барьеры безопасности или бордюры;
- собственно проезжая часть.

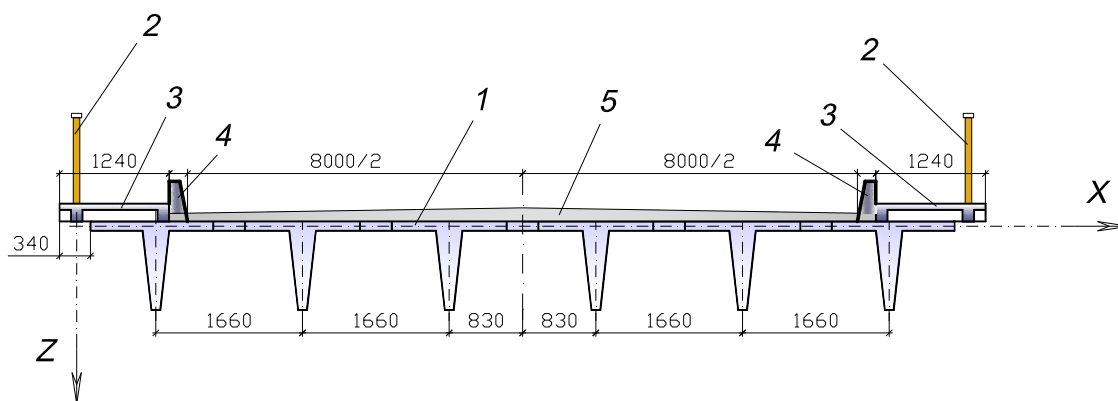


Рисунок 8.20 – Элементы комплекса проездной части:

- 1 – плита проезжей части; 2 – перила тротуаров; 3 – тротуар; 4 – барьеры безопасности;  
5 – проезжая часть

Разметка проезжей части совпадает с ее конструктивными элементами. Кроме того, разметка включает так называемую полосу безопасности, которая в реальном сооружении выделяется на проезжей части дорожной разметкой. Ширина тротуаров, служебных проходов, полосы безопасности и габарит регламентируются нормами проектирования.



В общем случае геометрия элементов комплекса проезжей части несколько не совпадает с геометрией несущих элементов пролетного строения. Репером для задания положения элементов проезжей части являются внешние грани комплекса проезжей части.

На рисунке 8.21 показанная разметка (в плане) комплекса проезжей части, когда встречные полосы разделены только дорожной разметкой по оси проезда. Геометрические параметры на рисунке обозначены так:

$TЛ, ТП$  – ширина тротуара левого и правого соответственно;

$БЛ, БП$  – ширина барьера безопасности, или бордюра, или фермы плюс барьера безопасности (в зависимости от типа пролетного строения) левого и правого соответственно;

$ПЛ, ПП$  – ширина полосы безопасности левой и правой соответственно;

$\Gamma$  – ширина проезжей части, «габарит проезда»:  $\Gamma = ПЛ + В + ПП$ , где  $В$  – часть габарита отведенная для движения транспорта.

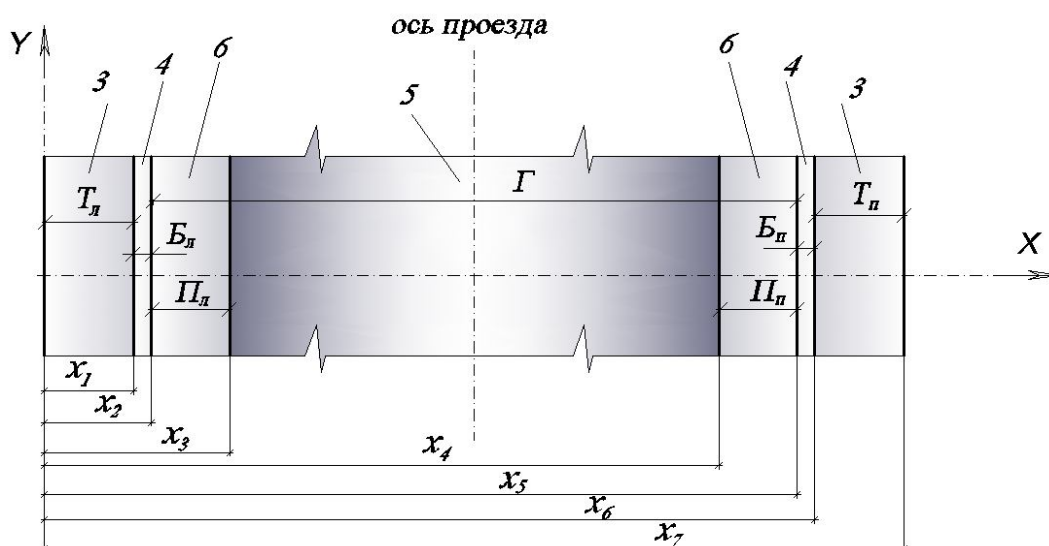


Рисунок 8.21 – Разметка комплекса проезжей части:

3 – тротуар; 4 – барьер безопасности; 5 – проезжая часть; 6 – полоса безопасности

Возможны случаи, когда на мосту нет тротуаров, и проезжая часть защищена барьерами безопасности, которые выполняют одновременно функции перил.

Каждый из элементов проезжей части загружается в соответствии со своими правилами.

*Размещение подвижной нагрузки поперек моста. Нагрузка АК*

Число полос нагрузки, которая размещается на мосту, должно быть не больше установленного для моста числа полос движения. Расстояние между осями смежных полос нагрузки должно быть не менее 3,0 м.

При многорядном движении в каждом направлении и отсутствии разделительной полосы, ось крайней левой (внутренней) полосы нагрузки каждого направления не должна быть ближе 1,5 м от осевой линии, или линии, которая разделяет направления движения.

При расчетах элементов мостов на прочность и устойчивость проектант должен рассмотреть такие возможные проектные ситуации размещения подвижной нагрузки поперек моста, которые дают максимальные значения загрузочного эффекта в главных

несущих элементах моста. Среди них два альтернативных случая возможного размещения нагрузки АК на проезжей части, согласно действующих ДБН [4], являются обязательными:

- первый (эксплуатационный случай), когда на ширине проезжей части, за исключением полос безопасности, размещается установленное количество полос нагрузки АК и одновременно с автомобильной нагрузкой на одном или двух тротуарах прикладывается нагрузка от толпы. При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть установлены не ближе 1,5 м от кромки проезжей части (линии, которая разделяет проезжую часть и полосу безопасности);

- второй (на случай ремонта), когда при ненагруженных тротуарах две полосы нагрузки АК размещают в наиболее невыгодное положение по всей ширине ездового полотна, включительно с полосой безопасности (на мостах с одной полосой движения – одной полосой нагрузки АК). При этом ось крайней полосы нагрузки должна быть установлена не ближе 1,5 м от предела ездового полотна (рис. 8.22).

При расчетах конструкций по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только первый (эксплуатационный) случай размещения подвижной нагрузки.

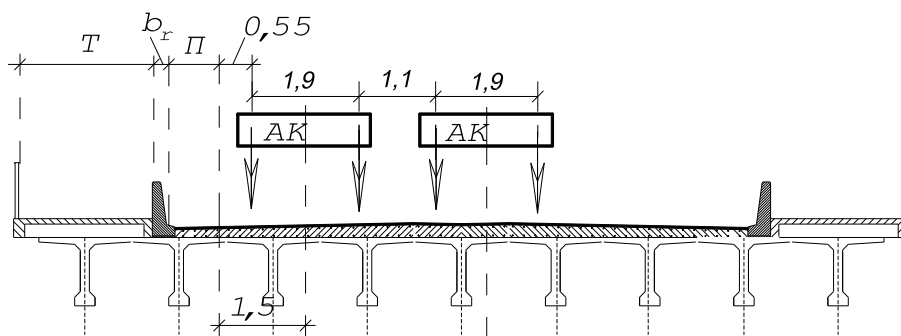


Рисунок 8.22 – Размещение нагрузки типа АК на проезжей части. Эксплуатационный случай:  
 $T$  – ширина тротуара;  $\Pi$  – ширина полосы безопасности;  $b_r$  – ширина барьера безопасности

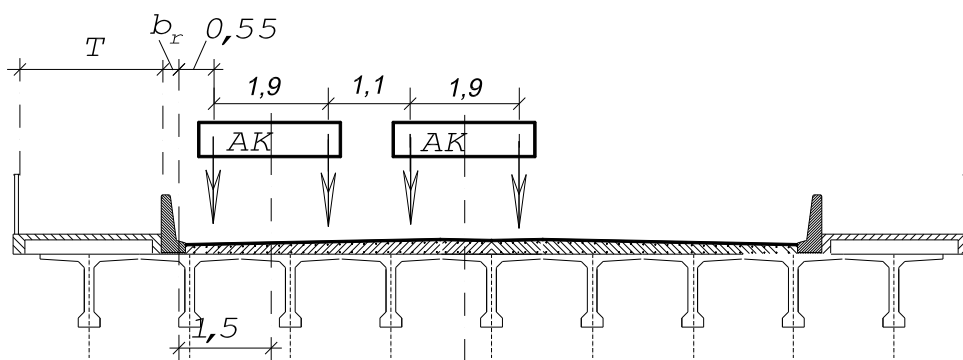


Рисунок 8.23 – Размещение нагрузки типа АК на проезжей части. Ремонтный случай

При расчетах широких мостов, с габаритами на 6–8 полос движения, проектировщик в поисках невыгодного варианта, испытывает другие возможные размещения нагрузки на ширине проезжей части (рис. 8.23).

### *Размещение подвижной нагрузки поперек моста. Колесная нагрузка НК*

Нагрузка НК устанавливается только в одно место, в пределах элементов моста, который рассчитывается в невыгоднейшем положении вдоль и поперек моста (в пределах габарита проезжей части). Определение усилий от загрузки одиночной нагрузкой НК выполняется при условии отсутствия других подвижных нагрузок на мосту и толпы на тротуарах.

При расчетах элементов мостов на прочность и устойчивость, для получения наиболее невыгодного результата, нагрузки НК устанавливаются в расчетное положение в любом месте по ширине проезжей части, в которую входят полосы безопасности. При этом расстояние от кромки проезжей части к оси нагрузки НК (рис. 8.24) должно быть не менее 2,70 м

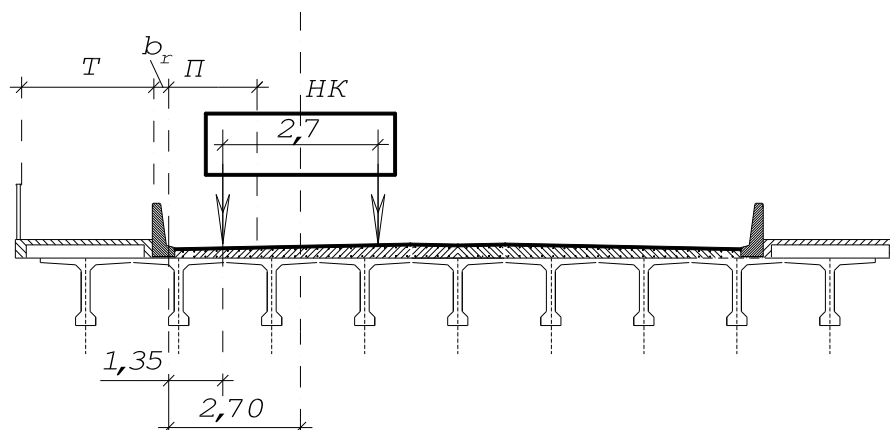


Рисунок 8.24 – Размещение нагрузки НК на проезжей части для получения невыгодного усилия в крайних элементах пролетного строения

Окончательно для расчета принимаются наибольшие (по абсолютной величине) усилия в элементах, определенные с учетом соответствующих коэффициентов надежности в трех, выше отмеченных, вариантах подвижных нагрузок : два случая нагрузок АК и один вариант нагрузки НК.

### *Размещение подвижной нагрузки вдоль моста*

Вдоль пролетов подвижными нагрузками должны устанавливаться таким образом, чтобы создавать в элементах, которые рассчитываются, наибольшие усилия, а в установленных нормами местах конструкции – максимальные перемещения (деформации). При этом для нагрузки АК во всех случаях должно быть выполнено условие:

– для линии влияния, которая имеет три или больше участков разных знаков, отдельно вычисляются усилия каждого из знаков. Тандемом загружается участок соответствующего знака, который дает больше всего, по абсолютной величине, усилие (перемещение). Равномерно распределенной нагрузкой АК (с необходимыми разрывами за длиной) загружаются все участки, которые вызывают усилие (перемещение) соответствующего знака.

На рисунке 8.25 показан пример размещения подвижной нагрузки вдоль моста для получения значений изгибающих моментов в разрезах 6–6 и 9–9.

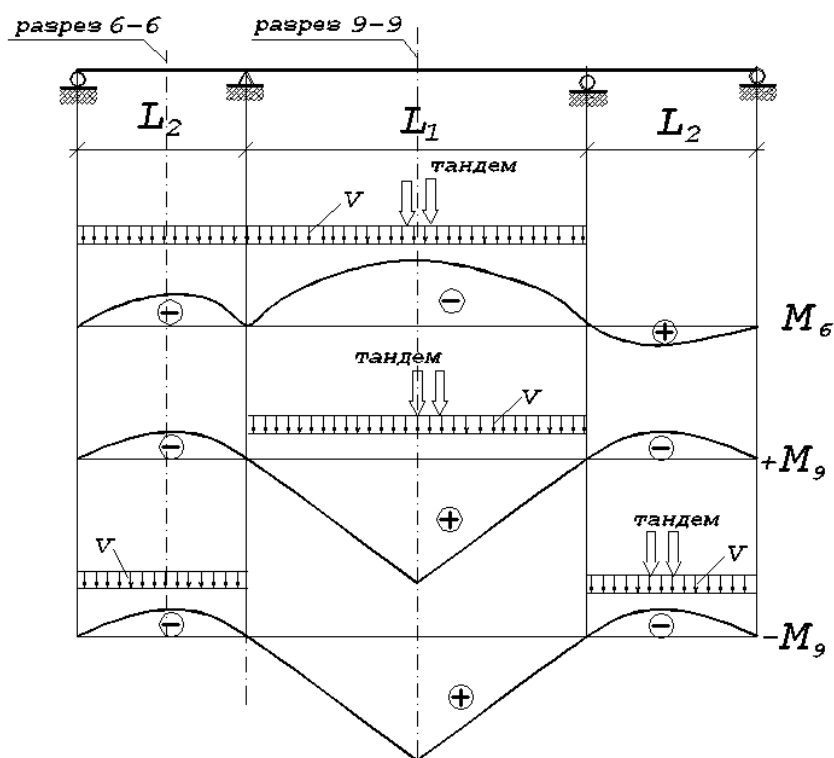


Рисунок 8.25 – Размещение подвижной нагрузки вдоль моста

Замечание: При загрузке участков линии влияния длиной больше 20 м двухосный тандем можно заменить одной осью с нагрузкой на нее 19,62K кН (2K тс)[4].

### 8.3.5 Определение усилий в элементах моста

При проектировании сооружений внутренние усилия, которые возникают под действием внешней нагрузки в элементах, определяются по классическим правилам строительной механики, как правило, с помощью линий влияния.

Факторами, с которыми чаще всего придется иметь дело при расчете:  $M$  – изгибающие моменты,  $V$  – поперечные силы,  $N$  – продольные силы,  $\sigma$  – напряжения в разрезе элементов,  $f$  – перемещение сечений элемента.

А. Нагрузки в системе представлены сосредоточенными силами (пример рис. 8.26). Формула для вычисления внутреннего усилия (загрузочного эффекта) имеет вид:

$$F = \sum_{i=1}^n P_i y_i, \quad (8.2)$$

где  $P_i$  – сосредоточенные силы;

$y_i$  – ординаты линии влияния;

$n$  – количество заданных сил.

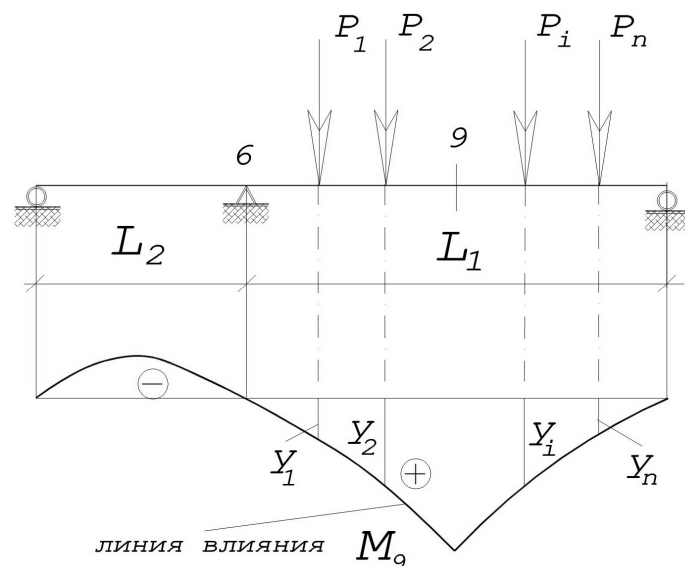


Рисунок 8.26 – К вычислению загрузочного эффекта от сосредоточенных сил

Б. Нагрузки в системе задано равномерно-распределенной нагрузкой (рис. 8.26). В этом случае формула для вычисления погрузочного эффекта имеет вид:

$$F = \omega \cdot q, \quad (8.3)$$

где  $\omega$  – площадь линии влияния;

$q$  – интенсивность равномерно-распределенной нагрузки.

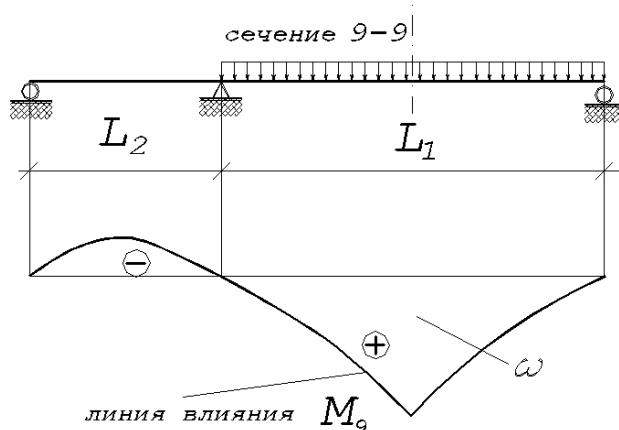


Рисунок 8.27 – К вычислению загрузочного эффекта от равномерно-распределенной нагрузки

В расчетах конструкций сооружений действует, как правило, принцип суперпозиции (независимость действия сил), сущность которого состоит в том, что загрузочные эффекты от внешних сил разного типа, которые вычисляются отдельно – в результате подытоживаются.

### 8.3.6 Пространственный расчет пролетного строения моста

Определение усилий в балочных пролетных строениях как в плоской системе выполняется по классическим правилам строительной механики и не вызывает особых затруднений. Однако, определение внутренних усилий в пролетном строении в целом не является достаточным для ее расчета. В действительности нужно знание внутренних

усилий в каждом из элементов пролетного строения, потому что проектируются элементы всего пролетного строения отдельно – главные балки, вспомогательные балки, диафрагмы, плита проезжей части.

Считается, что постоянные нагрузки равномерно распределяются между главными балками и другими элементами пролетного строения. Что же касается временной (переменной) подвижной нагрузки, то ее распределение между несущими элементами пролетного строения автодорожных мостов является достаточно сложным и определяется методами строительной механики, где пролетное строение рассматривается, как трехмерная структура в трехмерной системе координат.

Другими словами, это задача о распределении временной подвижной нагрузки между несущими элементами пролетного строения – главными балками, вспомогательными балками и диафрагмами. Для пролетного строения автодорожного моста задача значительно усложняется требованием: расположение подвижной нагрузки поперек моста должно быть таким, чтобы в одном из элементов пролетного строения возникал максимальный загрузочный эффект.

В практике проектирования пролетных строений мостов применились 10–12 достаточно точных моделей пространственного расчета. Все они использовали известные решения строительной механики или теории упругости. Сегодня, с появлением современной вычислительной техники и метода конечных элементов (МСЕ), пространственный расчет пролетных строений мостов никаких принципиальных трудностей не вызывает и все традиционные модели уходят в прошлое.

При проектировании мостов сейчас применяется одна универсальная модель – модель МСЕ. Эта модель рекомендована нормами проектирования [4], является признанным прогрессивным средством автоматизации расчета и проектирования не только мостов, но и любых объектов строительной отрасли. Украина имеет два широко известных программных комплекса профессиональных инструментов проектировщика, которые реализуют модель МСЕ – это «ЛИРА» и SCAD.

Однако, рядом с моделью МСЕ продолжает применяться традиционная, уже классическая, известная с начала прошлого века модель пространственного расчета – с помощью коэффициента поперечного распределения. Применимость старой модели объясняется рядом причин. Главные из них такие:

- расчет с помощью программных комплексов «ЛИРА» или SCAD является достаточно дорогим из-за дороговизны самих программ. Пока что далеко не каждая проектная организация может себе позволить приобрести такой программный комплекс. В таком случае придется обращаться к традиционным моделям;

- модель пространственного расчета с помощью коэффициента поперечного распределения является достаточно точной для некоторых типов пролетных строений и может быть удовлетворительной альтернативой при эскизных расчетах многих пролетных строений;

- подготовка данных для расчета на программном комплексе занимает достаточно долгое время. Если требуется для многопролетного строения задать десяток вариантов размещения подвижной нагрузки, расчет может затянуться на несколько часов. В этом случае сочетание идеи коэффициента поперечного распределения с расчетом пролетного

строения за МСЕ на единичную силу может быть удобным для поиска невыгодного (какое приводит к максимальному загрузочному эффекту в одном из элементов) расположения подвижной нагрузки поперек моста.

#### *Свойства коэффициента поперечного распределения*

А. Если в поперечном разрезе подвижная нагрузка не выходит за пределы крайних главных балок, значения коэффициента поперечного распределения  $KP$  находятся в пределах  $0 \leq KP \leq 1$ .

Б. Значения коэффициента поперечного распределения  $KP$  всегда будет больше величины  $1/n$ , где  $n$  – количество балок в поперечном перерезе.

В проектировании автодорожных мостов устоялся приблизительный пространственный расчет с помощью коэффициента поперечного распределения временной подвижной нагрузки. Идея этого способа достаточно простая и состоит из трех шагов:

- вычисляются внутренние усилия ( $M$ ,  $V$ ) в сечениях пролетного строения, как плоской системы со сплошным сечением;
- рассматривается поперечный разрез, фиксируется положение временной нагрузки в сечении и вычисляется коэффициент поперечного распределения ( $KP_i$ ) для заданного элемента пролетного строения;
- вычисляются внутренние усилия ( $M_i$ ,  $V_i$ ) в сечениях и элемента пролетного строения, как часть общего внутреннего усилия, которое действует на весь разрез:

$$M_i = M \cdot KP_i; \quad V_i = V \cdot KP_i. \quad (8.4)$$

Эта несложная процедура еще раз показана схематически на примере свободно опертого пролетного строения (рис. 8.28 и 8.29).

*Шаг 1.* Рассматривается пролетного строения как плоская система (рис. 8.28). Ось  $Y$  – продольная ось моста. Вычисляется загрузочный эффект (для примера – изгибающий момент  $M$  от нагрузки  $AK$  в середине пролета свободно опертой балки).

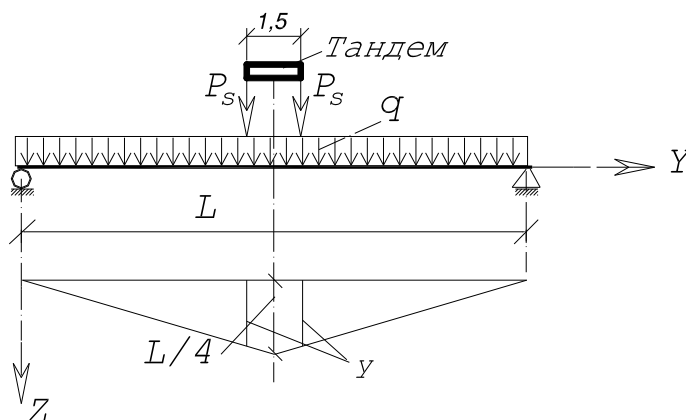


Рисунок 8.28 – Определение изгибающего момента в пролетном строении как в плоской системе

*Шаг 2.* Рассматривается поперечный разрез пролетного строения (рис. 8.29). Ось  $X$  – поперечная ось моста. Задается координата размещения нагрузки поперек пролета  $b_x$ , устанавливается положение сил подвижной нагрузки и вычисляется коэффициент поперечного распределения (например для балки № 2 –  $KP_2$ ).

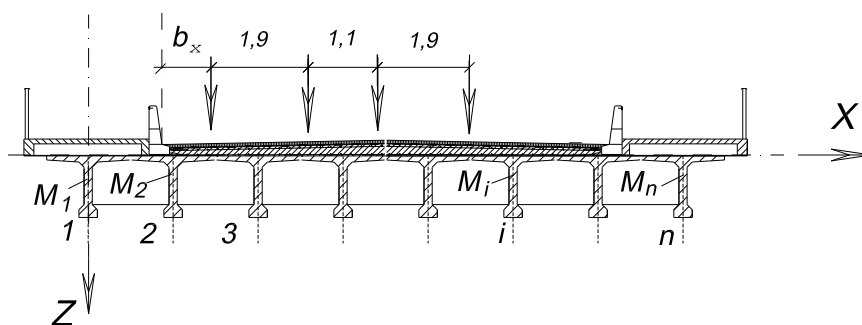


Рисунок 8.29 – К определению коэффициента поперечного распределения в середине пролета пролетного строения

*Шаг 3.* Вычисляется загрузочный эффект в элементе, для которого определен коэффициент поперечного распределения, как часть от загрузочного эффекта, который действует в плоской системе. Для нашего примера это изгибающий момент от подвижной нагрузки в среднем разрезе балки № 2

$$M_2 = M \cdot K_{p_2}. \quad (8.5)$$

Таким образом, если для элемента пролетного строения найден коэффициент поперечного распределения, то могут быть вычислены внутренние усилия, которые действуют в разрезе элемента, который рассматривается. Однако, к сожалению, коэффициент вычисляется просто только в некоторых случаях поперечных разрезов.

В общем случае его вычисление остается сложным, как сложной является сама задача пространственного расчета.

Вычисляется коэффициент поперечного распределения достаточно просто по общей формуле строительной механики:

$$K_p = \frac{\sum y_i}{2}, \quad (8.6)$$

где  $y_i$  – ординаты линии влияния давления под силами установленной в поперечном направлении временной нагрузки.

Коэффициент поперечного распределения вычисляется для заданного элемента разреза, заданного типа подвижной нагрузки и определенного положения нагрузки в поперечном разрезе пролетного строения. Таким образом, если есть линия влияния давления на балку, будет несложным вычислить коэффициент поперечного распределения, а с его помощью – усилие в элементе поперечного сечения.

Общего рецепта построения линии влияния нет. Есть большое количество способов построения линии влияния давления, которые отвечают разным моделям пространственного расчета. Наиболее распространенным и универсальным является сегодня метод конечных элементов. В практике проектирования для некоторых распространенных типов пролетных строений применяются упрощенные модели. Две из них показаны ниже.

*Модель по правилу рычага.* По этому способу пролетное строение представляется моделью, которая состоит из продольных балок и плит. Плита проезжей части, которая лежит на балках, имеет шарниры над каждой из балок (рис. 8.30). В этом случае нагрузка



расположена на плите и передается только на две соседние балки. Распределение нагрузки между соседними балками происходит по правилу рычага.

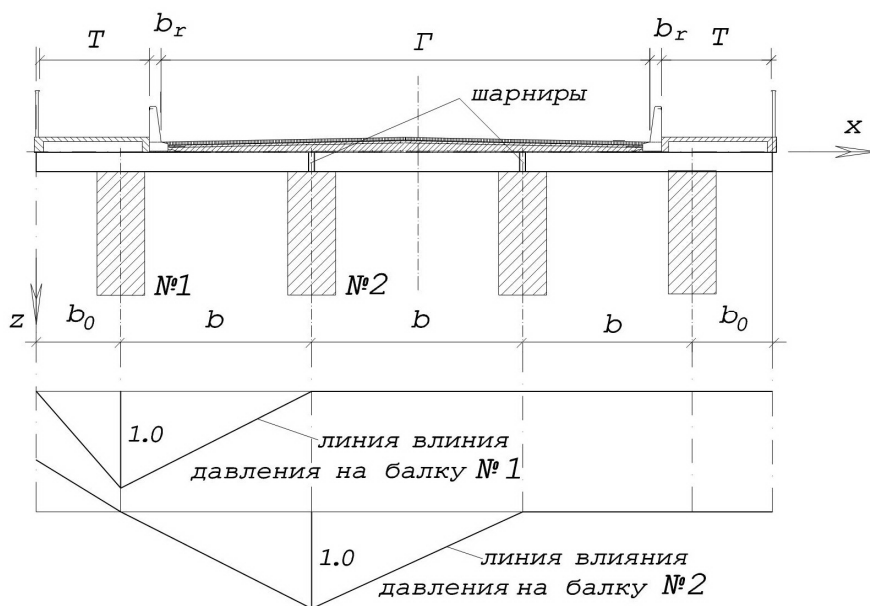


Рисунок 8.30 – Линии влияния давления, построенные по правилу рычага

Как видно, в данном случае это линейный график. Наибольшая ордината 1,0 находится под балкой, которая рассматривается. Ордината под соседней балкой равняется 0.

По способу рычага определяют линию влияния давления для пролетных строений, которые имеют две соседние главные балки, а также когда поперечный разрез имеет продольные элементы несравненно большей изгибной жесткости, чем плита, что их объединяет, например, коробовые.

*Модель внецентрового сжатия.* Здесь пролетному строению соответствует модель, которая состоит из продольных балок, опирающихся на поперечные диафрагмы бесконечной жесткости (рис. 8.31). Диафрагмы упруго проседают под воздействием нагрузки и вращаются вокруг горизонтальной продольной оси пролетного строения, однако недеформирующиеся в своей плоскости.

Это один из наиболее простых и широко применяемых способов построения линии влияния. Способ хорошо отображает действительную работу диафрагмовых пролетных строений, которые имеют поперечные диафрагмы при отношении длины пролетного строения  $L$  к ее ширине  $B$  больше 2, то есть должно быть  $L / B > 2$ .

*Линия влияния нагрузки здесь находится за такой моделью.* Заменим единичную силу  $P = 1$ , установленной в середине пролета над крайней балкой, силой  $P = 1$ , установленной на оси моста и моментом  $M = \frac{Pa_1}{2}$  (рис. 8.31). Под действием силы  $P = 1$ , установленной на оси моста, диафрагма, которая опирается на упругие опоры балки, равномерно проседает на величину  $f_P$  (рис. 8.31, а). Под действием момента  $M$  диафрагма вращается вокруг продольной оси моста и перемещение диафрагмы в месте крайней балки равно  $f_M$  (рис. 8.31, б).

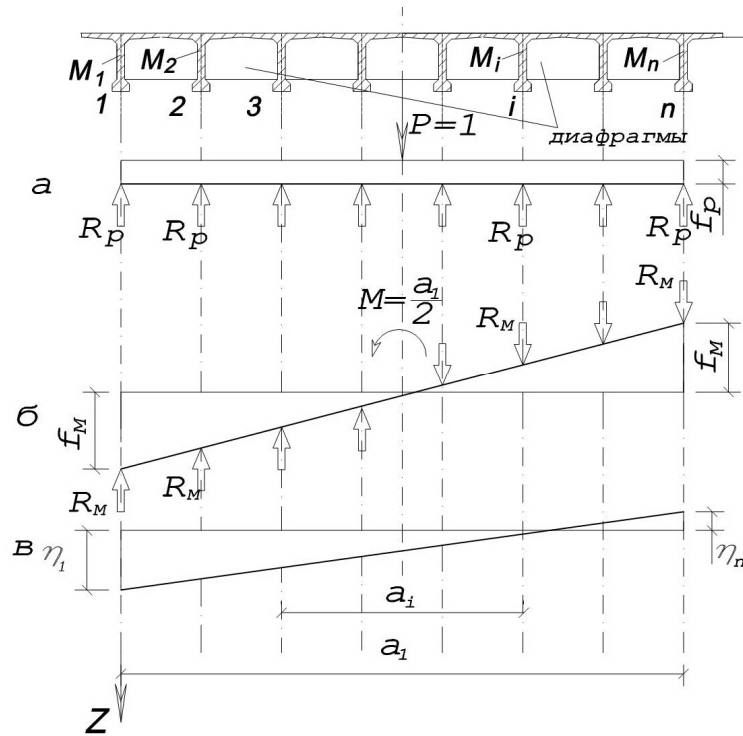


Рисунок 8.31 – Построение линии влияния нагрузки за моделью внецентренного сжатия

Эта модель является аналогом модели распределения напряжений во внецентренно сжатом стержне. Исходя из этой аналогии, утверждается, что усилия распределяются между балками пропорционально их жесткостям и квадратам расстояний между балками. Тогда величины ординат линии влияния нагрузки на крайнюю балку (рис. 8.31, в) определяются зависимостью

$$\eta_{1,n} = \frac{I_1}{\sum I_i} \pm \frac{0,5 I_1 a_1^2}{\sum a_i^2 I_i}, \quad (8.7)$$

где  $I_1$  – момент инерции балки 1;

$I_i$  и  $a_i$  – соответственно момент инерции и расстояние между осями симметричных балок поперечного разреза (рис. 8.31).

Для балки 2 ординаты линии влияния определяются зависимостью

$$\eta_{2,n} = \frac{I_2}{\sum I_i} \pm \frac{0,5 I_2 a_1 a_2}{\sum a_i^2 I_i} \quad (8.8)$$

Если все балки пролетного строения имеют одинаковое поперечное сечение, то зависимость (8.7) упрощается

$$\eta_{1,n} = \frac{1}{n} \pm \frac{0,5 a_1^2}{\sum a_i^2}, \quad (8.9)$$

где  $n$  – число балок в разрезе.

### 8.3.7 Пример вычисления коэффициента поперечного распределения

Поперечный разрез диафрагмового пролетного строения задан на рисунке 8.32. Количество балок в пролетном строении  $n = 8$ , расстояние между балками  $a = 1,66$  м.

Левая крайняя сила нагрузки А15 установлена на расстоянии  $b = 1,8$  м от оси левой крайней балки.

Вычислить коэффициент поперечного распределения для двух полос нагрузки А15.

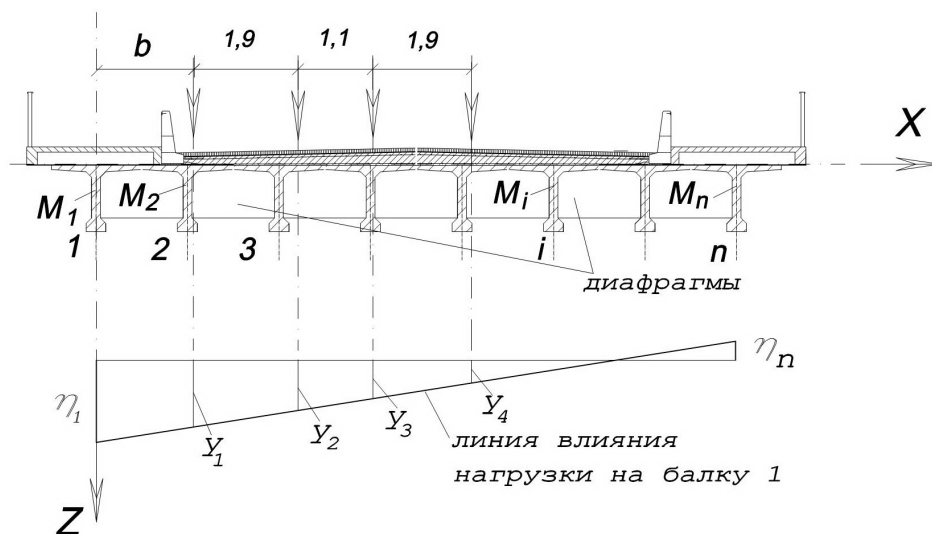


Рисунок 8.32 – Пример определения коэффициента поперечного распределения за моделью внецентренного сжатия

По формуле (8.9) вычислим крайние ординаты линии влияния давления на балку 1

$$\eta_{1,8} = \frac{1}{8} \pm \frac{0,5 a_1^2}{\sum a_i^2} = \frac{1}{8} \pm \frac{0,5 \cdot (1,66 \cdot 7)^2}{[1,66 \cdot (7 + 5 + 3 + 1)]^2} = 0,125 \pm 0,096$$

Здесь  $\eta_1 = 0,221$ ;  $\eta_8 = 0,096$  (в этом случае ордината  $\eta_8$  является также положительной).

Далее по формуле (8.6) вычисляется коэффициент поперечного распределения. Заметим, что формула имеет общий вид. В случае подвижных нагрузок АК, согласно действующих норм проектирования мостов, нам нужно ввести коэффициенты  $\square s < 1$ , которые учитывают малую вероятность одновременного появления на пролетном строении больше чем одной колонны подвижной нагрузки.

В нашем случае двух полос нагрузки А15 формула (8.9) будет иметь вид

$$K_p = \frac{y_1 + y_2 + 0,6 \cdot (y_3 + y_4)}{2}, \quad (8.10)$$

Ординаты линии влияния  $y_1 \dots y_4$  вычисляются из графика линии влияния давления по правилу подобных треугольников

$y_1 = 0,202$ ;  $y_2 = 0,181$ ;  $y_3 = 0,169$ ;  $y_4 = 0,149$ . По формуле (8.10) имеем:

$$K_p = \frac{0,202 + 0,181 + 0,6 \cdot (0,169 + 0,149)}{2} = 0,287.$$

### 8.3.8 Учет влияния других переменных (временных) нагрузок

Помимо временных нагрузок о транспортных средств, снега, людей, животных при расчете мостов следует учитывать и другие нагрузки.

Горизонтальную поперечную *нагрузку от боковых ударов*, оказываемых нагрузкой АК, принимают в виде равномерно распределенной, приложенной на уровне верха проезжей части с интенсивностью 0,4К, кН/м. Удары от НК-800 и НГ-600 не учитывают.

Конструкцию пролетных строений и опор проверяют на *давление ветра* поперек оси сооружения перпендикулярно его боковой поверхности, а также на давление ветра вдоль оси сооружения. Интенсивность горизонтальной поперечной ветровой нагрузки для всех элементов конструкции определяют по формуле:

$$W_n^c = W_0 C_h \cdot C_{aer}, \text{ кПа}, \quad (8.11)$$

где  $W_0$  – скоростной напор ветра, зависящий от района строительства;

$C_h$  – коэффициент, учитывающий влияние высоты сооружения;

$C_{aer}$  – аэродинамический коэффициент лобового сопротивления рассматриваемого элемента конструкции.

Горизонтальная продольная ветровая нагрузка принимается для сквозных пролетных строений равной 60 %, а для сплошностенчатых – 20 % от полной поперечной ветровой нагрузки.

Опоры моста, помимо расчета на действие нагрузок, передающихся через пролетные строения и ветровых нагрузок, необходимо рассчитывать и на воздействие *ледовых нагрузок, нагрузок от навала судов, давления грунта и температурных перепадов*.

*Строительные нагрузки* при возведении сооружения, а также при транспортировании и изготовлении конструкций принимаются в соответствии с проектом производства работ и с учетом максимально возможного веса оборудования и людей.

*Сейсмические нагрузки* следует учитывать для сооружений с расчетной сейсмичностью не менее шести баллов. Это нагрузки в виде сейсмических сил, действующих на массу сооружения и временной подвижной нагрузки; сейсмического давления грунта на опоры мостов, сейсмического давления воды. Все эти нагрузки регламентируются ДБН В.1.2-2:2006; ДБН В 1.2-15:2009, а также ДБН В.1.1-12:2014 [1, 4, 20].

В расчете все нагрузки вводятся со своими коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . При определении усилий от сочетания различных нагрузок последние, как указывалось выше, вводятся с коэффициентом сочетаний  $\eta$ , учитывающим вероятность совпадения нагрузок.

### 8.3.9 Определение усилий в элементах пролетных строений

В настоящее время существуют два подхода к расчету усилий, возникающих в пролетных строениях от воздействий постоянных и переменных нагрузок. Один подход основывается на рассмотрении всего пролетного строения как единой системы, состоящей из линейных (стержневых) и континуальных (плитных, оболочечных) элементов, так или иначе соединенных между собой. При этом сразу определяют усилия и моменты, действующие во всех направлениях. Второй подход основывается на разделении системы на отдельные элементы и на раздельном рассмотрении работы пролетного строения в

поперечном и продольном направлениях. Так, при расчете плитно-ребристого пролетного строения плита рассчитывается на работу в поперечном направлении с учетом ее опирания на ребра или защемления в них. При этом изгибающие для плиты опорные моменты являются крутящими для ребер. Для расчета выделяется полоса плиты шириной 1 м, пролет плиты – расстояние между гранями балок. Приблизительно учитывается поддерживающее влияние остальной части плиты. Расчет ведется на воздействие нагрузки, расположенной на выделенной полосе. Затем рассматривается работа вдоль моста. Для расчета выделяется отдельная балка (ребро с совместно работающей с ним плитой). При этом тем или иным способом определяется доля участия рассчитываемой балки в восприятии всей нагрузки, располагающейся по ширине моста. Расчет ведется на воздействие одной нагрузочной полосы АК с тележкой или одного экипажа НК-800, но с умножением на коэффициент поперечного распределения, учитывающего долю участия данной балки в восприятии всей действующей на пролетное строение подвижной нагрузки.

Изгибающие моменты от постоянной нагрузки, а также от толпы, нагрузок АК, НК или НГ можно определить по следующей формуле:

$$M_{\max} = (g_1 \gamma_{f_{g1}} + g_2 \gamma_{f_{g2}} + g_3 \gamma_{f_{g3}}) \sum \omega + \gamma_{f,A} (1 + \mu) KPP_A K \sum \omega_{(+)} + \gamma_{f,A_T} (1 + \mu) KPP_{A_T} 10K(y_1 + y_2) + \gamma_{f,T} KPP_T q_T \sum \omega_{(+)} ; \quad (8.12)$$

$$M_{\min} = (g_1 \gamma_{f_{g1}} + g_2 \gamma_{f_{g2}} + g_3 \gamma_{f_{g3}}) \sum \omega + \gamma_{f,A} (1 + \mu) KPP_A K \sum \omega_{(-)} + \gamma_{f,A_T} (1 + \mu) KPP_{A_T} 10K(y'_1 + y'_2) + \gamma_{f,T} KPP_T q_T \sum \omega_{(-)} , \quad (8.13)$$

где  $KPP_A, KPP_{A_T}, KPP_T$  – коэффициенты поперечного распределения для нагрузочной полосы, тележки и толпы соответственно;

$g_1, g_2, g_3$  – интенсивности (кН/м) собственного веса конструкций, собственного веса мостового полотна без асфальтобетонного покрытия и веса асфальтобетонного покрытия, приходящихся на одну балку соответственно;

$\gamma_{f_{g1}}, \gamma_{f_{g2}}, \gamma_{f_{g3}}, \gamma_{f,A}, \gamma_{f,T}$  – коэффициенты надежности по нагрузке для нагрузочной полосы, для собственного веса пролетного строения, для веса мостового полотна, для тележки и толпы соответственно;

$\sum \omega$  – алгебраическая сумма площадей всех участков линии влияния определяемого момента;

$\sum \omega_{(+)}$  и  $\sum \omega_{(-)}$  – сумма площадей всех положительных и отрицательных участков линии влияния;

$y_1$  и  $y_2$  – ординаты линии влияния под колесами тележки в опасном положении на положительном участке линии влияния;

$y'_1$  и  $y'_2$  – то же при установке тележки в опасное положение на отрицательном участке линии влияния;

$1 + \mu$  – динамический коэффициент.

Аналогично моментам вычисляются поперечные силы.

### 8.3.10 Определение усилий в опорах мостов

*Промежуточные опоры* мостов рассчитываются на силы, действующие вдоль и поперек моста. При этом усилия не суммируются, а рассматривается их раздельное воздействие.

При расчете промежуточных опор балочных мостов учитываются следующие виды силовых воздействий: собственный вес опоры ( $G$ ), опорные давления от веса пролетных строений и мостового полотна ( $G_A$  и  $G_n$ ), опорные давления переменной подвижной нагрузки ( $A_d$  и  $A_n$ ), силы торможения ( $T_d$ ) и ( $T_n$ ), ветровые нагрузки ( $W_d, W_n, W_0, W_{nc}, W_{on}$ ), давление льда ( $P_1$  и  $P_2$ ), нагрузка от навала судов ( $C_1$  и  $C_2$ ), поперечные удары подвижной нагрузки  $H$ , и в мостах на горизонтальных кривых – центробежная сила. Постоянные нагрузки вычисляются по предварительно назначенным размерам и плотности материалов моста (рис. 8.33).

*Устои* рассчитываются только на нагрузки, действующие в направлении вдоль моста. При расчете устоев к нагрузкам, учитываемым при расчете промежуточных опор, добавляются вертикальное давление от веса грунта на обрезах и наклонных плоскостях устоев, горизонтальное давление грунта от собственного веса насыпи  $E_0$  и временной нагрузки на призме обрушения  $E$  (рис. 8.34).

Кроме того, при соответствующих условиях в расчетах опор должны учитываться гидростатическое давление воды, сила трения в опорных частях, а в статически неопределимых системах – осадка основания, воздействие морозного пучения грунта и температурные климатические воздействия. В мостах распорных систем на опоры передается распор пролетного строения от постоянных и переменных нагрузок на нем.

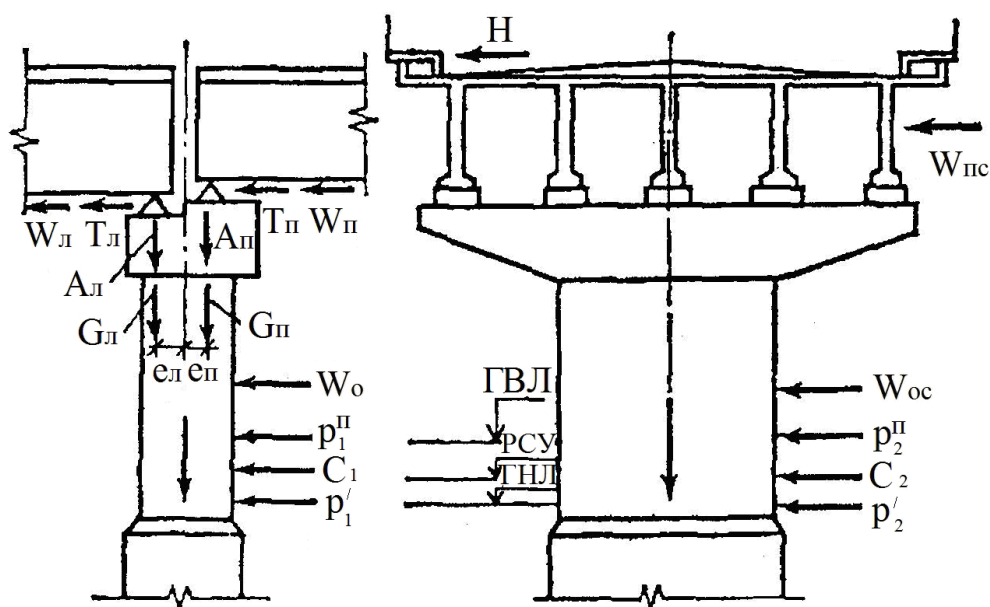


Рисунок 8.33 – Схема приложения нагрузок к промежуточной опоре моста

Нагрузки и воздействия вводятся в расчет опор в наиболее невыгодных сочетаниях. При составлении расчетных сочетаний следует иметь в виду, что совместное воздействие нескольких нагрузок невозможно (см. табл. 8.2), а одновременное достижение всеми нагрузками сочетания максимальных значений маловероятно, поэтому их комбинируют с

учетом коэффициента сочетаний  $\eta$ . При расчете опор рассматривается несколько сочетаний. Сочетания нагрузок подбирается так, чтобы можно было получить в расчетном сечении опоры максимальные усилия: нормальные и горизонтальные силы, изгибающие моменты.

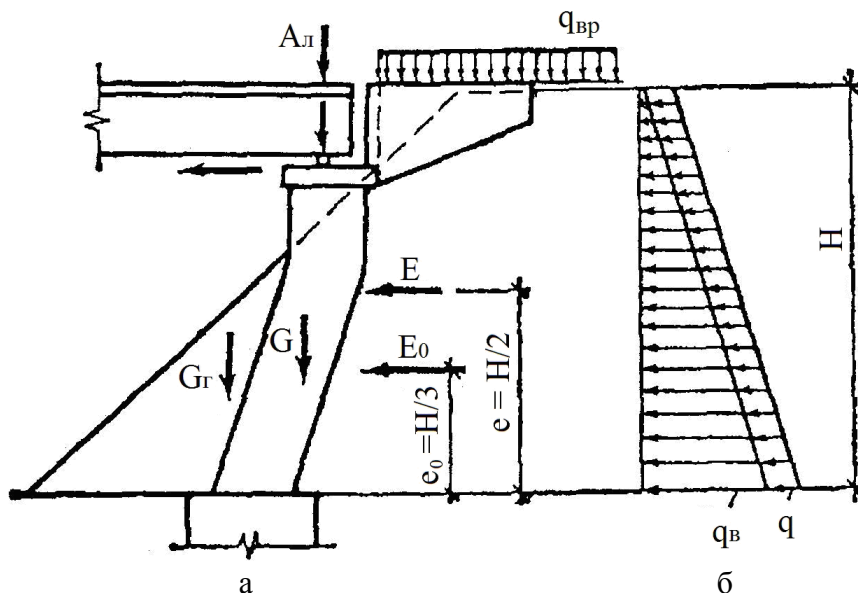


Рисунок 8.34 – Схемы к определению усилий в устое:  
а – схема приложения нагрузок; б – эпюры давления грунта от его собственного веса и временной нагрузки на призме обрушения

От каждого расчетного сочетания нагрузок определяются усилия в расчетных сечениях опор: продольная сила, равная алгебраической сумме вертикальных нагрузок, приложенных выше расчетного сечения, изгибающий момент от вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести расчетного сечения, и поперечная сила, равная сумме проекций всех сил на горизонтальную ось.

В качестве расчетных рассматриваются сечения по обрезу фундамента, в местах изменения размеров опоры, на уровне опирания ригеля.

Опоры мостов рассчитывают на прочность и устойчивость формы тела опоры, общую устойчивость положения в противовес опрокидыванию и сдвигу (по первой группе предельных состояний), трещиностойкость, поворот, крен, смещение верха (по второй группе предельных состояний). Соответствующие проверки должны быть выполнены для фундаментов опор и их оснований.

#### 8.4 Пример расчета пролетного строения балочного моста

В качестве исходного проектного решения рассматривается балочный мост типовой серии № 3.503.1-81 (выпуски 5–7), в котором несущими элементами пролетного строения являются двутавровые предварительно напряженные железобетонные балки в количестве шести штук с пролетом 24 м и высотой 1150 мм. Эти балки имеют арматурные выпуски по бокам верхней полки и сверху нее в виде П-образного анкера. Верхний участок полки замоноливается бетоном, создавая железобетонную монолитную плиту

проезжей части толщиной 200 мм. Расстояние между осями главных балок составляет 2100 мм. Тротуары устраиваются монолитными на консолях крайних балок и отделяются от проезжей части барьерным ограждением высотой 750 мм, а с внешней стороны – перильным ограждением высотой 1100 мм, которые закрепляются к металлическим закладным деталям монолитной плиты тротуара [35, 41, 44].

Поперечный разрез пролетного строения моста с основными геометрическими размерами приведен на рисунке 8.35. Конструктивное решение данного моста выполнено по бездиафрагменному принципу, что в определенной степени снижает сложность статического расчета.

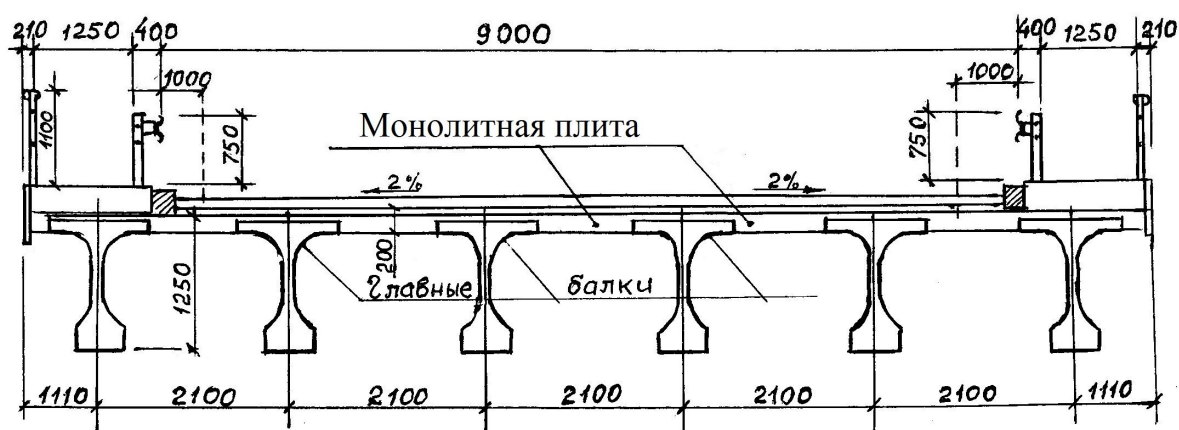


Рисунок 8.35 – Поперечный разрез пролетного строения

Наиболее рациональным и достоверным является расчет пролетных строений мостов с учетом пространственной работы этих строений [24, 41, 53]. В данном примере рассматривается упрощенный поэлементный расчет, включающий отдельный расчет плиты и расчет несущей пролетной балки [13, 44].

Для выполнения расчетов пролетного строения каким-либо способом необходимо определить следующие основные характеристики элементов сечения моста:

- а) момент инерции поперечного сечения главной балки пролетного строения при изгибе относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести;
- б) момент инерции при кручении поперечного сечения главной балки;
- в) момент инерции поперечного сечения одного метра монолитной плиты проезжей части при изгибе.

Для расчета указанных моментов инерции поперечного сечения главной балки желательно упростить сложное сечений этой балки и представить его в виде прямоугольных форм верхней и нижней полки и ребра. На рисунке 8.36 приведены исходная конфигурация главной балки и ее упрощенный вид.

Приведенная толщина верхней полки

$$h'_f = \frac{(210 - 16) \cdot 20 + 2 \cdot (30^2 - 0,25 \cdot 3,14 \cdot 30^2)}{210 - 16} \approx 22 \text{ см.}$$

Приведенная толщина нижней полки

$$h_f = \frac{0,5 \cdot (62 - 16) \cdot 23 + 0,5 \cdot [(62 - 16) + (59 - 16)] \cdot 15}{0,5 \cdot [(62 - 16) + (59 - 16)]} \approx 29,89 \text{ см.}$$



Высота ребра  $h_2 = 125 - 22 - 26,9 = 76,1$  см.

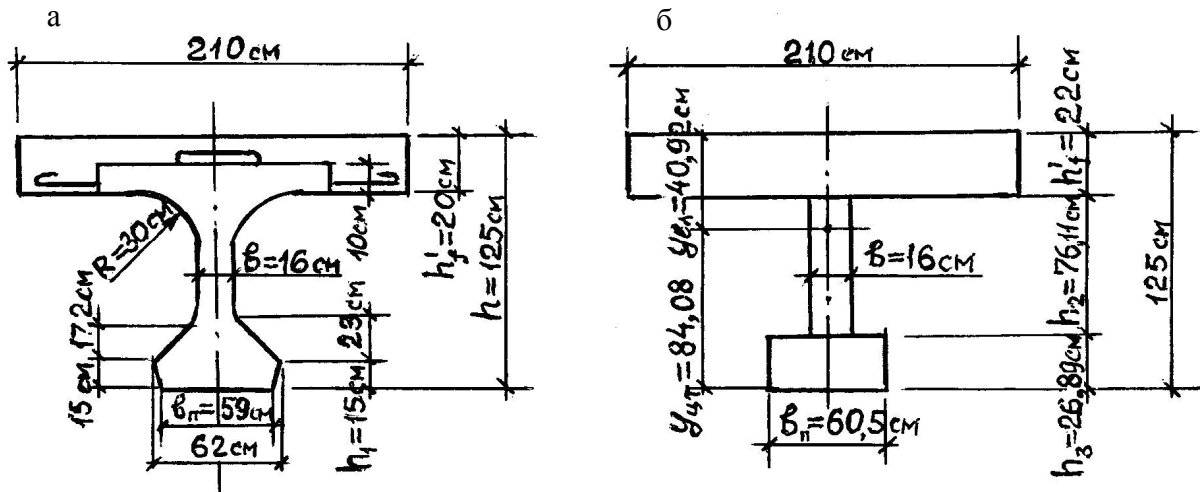


Рисунок 8.36 – Сечение главной балки: а – фактическое; б – упрощенное

Определение центра тяжести упрощенного сечения  $y_{ц.т.}$ :

$$y_{ц.т.} = \frac{S_{o-o}}{A_{cor}} = \frac{210 \cdot 22(125 - 0,5 \cdot 22) + 16 \cdot 76,1(26,89 + 0,5 \cdot 76,10) + 26,89^2 \cdot 60,5 \cdot 0,5}{210 \cdot 22 + 76,1 \cdot 16 + 60,5 \cdot 26,9} =$$

$$= \frac{627640,35}{7464,61} = 84,08 \text{ см.}$$

Расстояние до верхней грани:

$$y_{в.г.} = h_{cer} - y_{ц.т.} = 125 - 84,08 = 40,92 \text{ см.}$$

1. Момент инерции поперечного сечения главной балки при изгибе относительно центра тяжести поперечного сечения:

$$J_c = \frac{210 \cdot 22^3}{12} + 210 \cdot 22 \cdot (40,92 - 11)^2 + \frac{16 \cdot 76,1^3}{12} + 16 \cdot 76 \times (84,08 - 26,89 - 0,5 \cdot 76,1)^2 +$$

$$+ \frac{60,5 \cdot 26,89^2}{12} + 60,5 \cdot 26,89 \cdot (84,08 - 0,5 \cdot 26,89)^2 = 13,57 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

2. Момент инерции поперечного сечения главной балки при кручении:

$$J_k = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \left( \frac{b_i}{\delta_i} - 0,63 \right) \cdot \delta_i^4 = \frac{1}{3} \cdot \left[ \left( \frac{210}{22} - 0,63 \right) \cdot 22^4 + \left( \frac{76,1}{16} - 0,63 \right) \cdot 16^4 + \right.$$

$$\left. + \left( \frac{60,5}{26,89} - 0,63 \right) \cdot 26,89^4 \right] = 10,69 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

3. Момент инерции поперечного сечения плиты (шириной 1 м) проезжей части:

$$J_{nl} = \frac{bh_{nl}^3}{12} = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 0,667 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

4. Цилиндрическая жесткость плиты при  $E_{cm}$  и  $\nu = 0,2$ :

$$D_{ц} = \frac{E_{cm} \cdot h_{nl}^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{E_{cm} \cdot 20^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 694 E_{cm}.$$

Для дальнейших расчетов необходимо определить два вспомогательных параметра –  $n_1$  и  $\alpha$  :

$$n_1 = 0,001 \frac{D_{ц} \cdot l_0^3}{G_C \cdot J_k} = 0,001 \cdot \frac{694 E_{cm} \cdot 194^3}{0,42 E_{cm} \cdot 10,69 \cdot 10^5} = 11,29 < 30 ,$$

где  $l_0 = 194$  см – расчетный пролет плиты в свету;

$G_C$  – модуль сдвига, равный  $G_C = 0,42 E_{cm}$  ;

$$\alpha = 12,8 \frac{b_{пл}^3}{l_{\delta}^4} \cdot \frac{E_{cm} \cdot J_c}{E_{cm} \cdot J_{пл}} = 12,8 \cdot \frac{2,1^3}{23,4^4} \cdot \frac{13,57 \cdot 10^6}{0,667 \cdot 10^5} = 0,08 .$$

### **Расчет плиты дорожного покрытия**

Расчет плиты проезжей части состоит из определения внутренних усилий  $M$  и  $V$  и расчета плиты на прочность по нормальным и наклонным сечениям.

Плита дорожного покрытия рассматривается поперек пролета моста как многопролетная неразрезная балка на упругих опорах. Моменты в этой балке определяются с учетом поправочных коэффициентов, вводимых в балочный момент  $M_0$  (табл. 8.3). Поперечная сила определяется как в однопролетной балке без учета неразрезности.

Постоянная нагрузка на плиту состоит из слоев ездового полотна и собственного веса плиты. Отличительной особенностью определения расчетных постоянных нагрузок для мостов по сравнению с нагрузками для рядовых конструкций является введение специальных коэффициентов надежности  $\gamma_f$ . Так, для элементов дорожного покрытия этот коэффициент может достигать значений 1,8–2; для собственного веса конструкций мостов  $\gamma_f = 1,25$ .

Таблица 8.3 – Значение моментов в балочных плитах

Статическая схема плиты	Расчетное сечение	Расчетный момент при:		
		$n_1 < 30$	$n_1 = 30-100$	$n_1 > 100$
Неразрезная многопролетная балка	Возле крайних балок	$-0,8M_0$	$-0,65M_0$	$-0,5M_0$
	В середине пролета	$+0,5M_0$	$+0,60M_0$	$+0,7M_0$
		$-0,25M_0$	$-0,25M_0$	$-0,25M_0$
	Возле промежуточных балок	$-0,8M_0$	$-0,8M_0$	$-0,80M_0$
Однопролетная балка с частично закрепленными опорами		$+0,25M_0$	$+0,25M_0$	$+0,25$
	Возле балок	$-0,8M_0$	$-0,65M_0$	$-0,5M_0$
	В середине пролета	$+0,5M_0$	$+0,60M_0$	$+0,7M_0$

В данном примере расчета собственный вес плиты и элементы проезжей части запроектированы следующим образом: два слоя асфальтобетона – 8 см; защитный слой асфальтобетона – 3 см, гидроизоляция один слой, железобетонная монолитная плита – 20 см. Всего характеристическая нагрузка –  $g_n = 7,68$  кН/м<sup>2</sup>, расчетная –  $g = 10,98$  кН/м<sup>2</sup>.

**Переменная нагрузка.** Загружение различных видов мостов переменной нагрузкой от подвижного состава должно создавать в элементах, которые рассчитываются, наиболее неблагоприятный загружающий эффект [4, 5].

Загружение вертикального направления для мостов и труб следует рассматривать по двум моделям:

- модель 1 – предусматривает загружение от подвижного состава по нормативной схеме АК;
- модель 2 – предусматривает загружение от единичного колесного загружения по схеме НК.

Для дальнейших расчетов принимается та модель, которая создает в элементах или сечениях сооружения самые неблагоприятные условия, т. е. вызывает максимальные моменты  $M$  и поперечную силу  $V$ .

При определении наибольших усилий от переменного загружения необходимо рассмотреть несколько случаев загружения конструкций.

Первый случай – загружение переменной нагрузкой АК-15. В пролете плиты размещается одна колея. Интенсивность ее загружения  $q_{кол} = 0,981 \cdot 15 = 14,715$  кН/п.м. Она равномерно распределена вдоль колеи загружения, при расположении этой нагрузки посередине пролета  $q_{кол} = 14,715 : 2 = 7,36$  кН/м. Ширина колеи 0,6 м, при толщине ездового полотна 12 см ширина площадки распределения нагрузки вдоль пролета плиты  $b_1 = 0,6 + 2 \cdot 0,12 = 0,84$  м.

Интенсивность этого загружения на  $1 \text{ м}^2$

$$q_k = 7,36 : 0,84 = 8,76 \text{ кН/м}^2.$$

Давление одного колеса тандема действует на длине 0,2 м. В поперечном направлении плиты ширина площадки распределения:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_0}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,94}{3} = 1,09, \text{ но не менее } \frac{2}{3} l_0 = 1,29 \text{ м.}$$

Интенсивность от одного колеса тандема при давлении на ось ( $P_{ат} = 9,81 \text{ К} = 9,81 \cdot 15 = 147$  кН) определяется следующим образом:

$$P_r = \frac{P_{ат}}{2a_1 \cdot b_1} = \frac{147}{2 \cdot 1,29 \cdot 0,84} = 67,83 \text{ кН/м}^2.$$

Для балочной плиты шириной 1 м изгибающий момент  $M_0$  в середине пролета можно вычислить по формуле:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} + [(1 + \mu) \gamma_{fr} \cdot q_r + \gamma_{fk} \cdot q_k] \cdot b_1 \frac{l_0 - 0,5b_1}{4}, \quad (8.14)$$

где  $(1 + \mu) = 1,3$  – динамический коэффициент для тандема;

$\gamma_{fr}$  – коэффициент надежности для загружения тандемом;

$\gamma_{fk} = 1,5$  – коэффициент надежности для загружения равномерно распределенной нагрузкой.

$$M_0 = \frac{10,98 \cdot 1,94^2}{8} + [1,3 \cdot 1,5 \cdot 67,83 + 1,5 \cdot 8,76] \cdot 0,84 \cdot \frac{1,94 - 0,5 \cdot 0,84}{4} = 51,58 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Второй случай загружения предусматривает размещение в пролете плиты загружения А15 от двух полос, максимально приближенных друг к другу (110 см между осями). При этом площадка распределения давления от двух колес принимается шириной

$b_2 = c + b_1 = 1,1 + 0,84 = 1,94$  м. Интенсивность равномерно распределенной нагрузки  $q_k = 14,715 : 1,94 = 7,58$  кН/м<sup>2</sup>. Интенсивность загрузки от тандема

$$q_T = \frac{P_{ат}}{a_1 \cdot b_2} = \frac{147}{1,29 \cdot 1,94} = 58,75 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в середине пролета плиты шириной 1 м

$$M_0 = \frac{g \cdot l_0^2}{8} + \left[ (1 + \mu) \gamma_{fr} \cdot q_T + \gamma_{fk} \cdot q_k \right] \cdot \frac{l_0^2}{8}; \quad (8.15)$$

$$M_0 = \frac{10,98 \cdot 1,94^2}{8} + [1,3 \cdot 1,5 \cdot 58,74 + 1,5 \cdot 7,58] \cdot \frac{1,94^2}{4} =$$

$$= 5,17 + 59,24 = 64,41 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения поперечной силы необходимо воспользоваться линией влияния опорной реакции вдоль пролета плиты, а также вычислить ординаты под сосредоточенными силами в колесах 73,58 кН. Ординаты линии влияния под этими силами (рис. 8.37)

$$y_1 = \frac{1 \cdot (l_0 - 0,42)}{l_0} = \frac{1 \cdot (1,94 - 0,42)}{1,94} = 0,784.$$

$$y_2 = \frac{1 \cdot (l_0 - 0,42 - 1,1)}{l_0} = \frac{1 \cdot (1,94 - 0,42 - 1,1)}{1,94} = 0,216$$

$$V_0 = \frac{g \cdot l_0}{2} + \left[ (1 + \mu) \gamma_{fr} \cdot \frac{P_{ат}}{2} \sum_{i=1}^2 \frac{y_i}{a_i} + \gamma_{fk} \cdot \frac{q_k}{2} \sum_{i=1}^2 y_i \right] \quad (8.16)$$

$$V_0 = \frac{10,98 \cdot 1,94}{8} + \left[ 1,3 \cdot 1,5 \cdot \frac{147}{2} \left( \frac{0,784 + 0,216}{1,29} \right) + \right.$$

$$\left. + 1,5 \cdot \frac{14,715}{2} (0,784 + 0,216) \right] = 132,78 \text{ кН}.$$

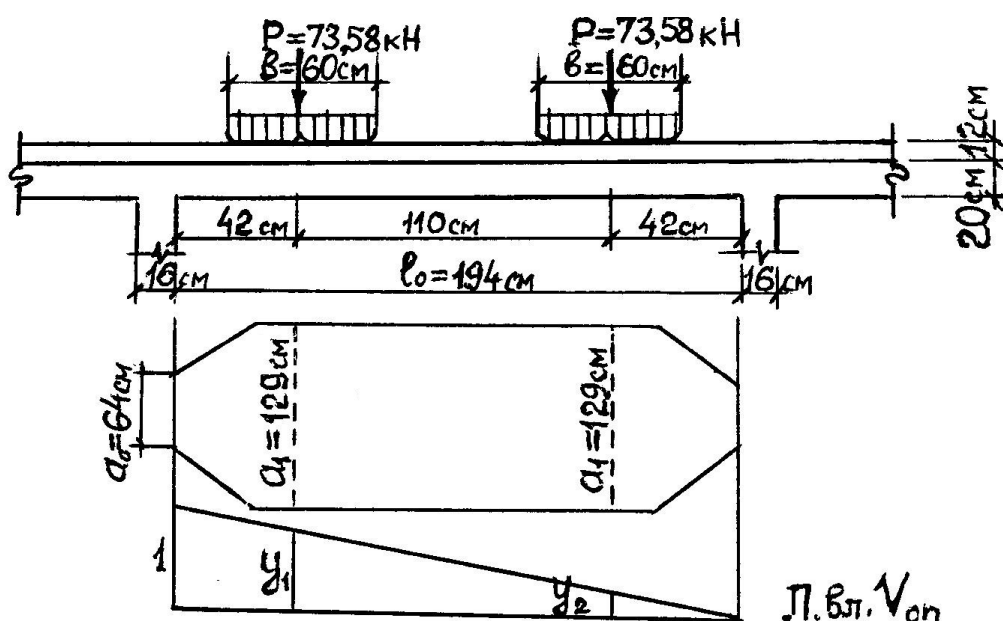


Рисунок 8.37 – Схема для определения поперечной силы  $V$  в плите от загрузки А-15

И, наконец, третья схема загрузки предусматривает расположение одного колеса колесной нагрузки НК-100 с нагрузкой на ось (два колеса)  $P_{нк} = 245$  кН. Ширина колеса  $b = 0,3$  м;  $b_3 = 0,8 + 2 \cdot 0,12 = 1,04$  м.

Вдоль движения колесной нагрузки ширина площадки распределения загрузки определяется как и для А15:

$$a_1 = a + 2H + \frac{l_0}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,94}{3} = 1,09 \text{ м.}$$

Этот размер не должен превышать расстояния между колесами 1,2 м. Тогда интенсивность нагрузки на  $1 \text{ м}^2$

$$q_{нк} = \frac{P_{нк}}{a_1 \cdot b_3} = \frac{245}{2 \cdot 1,2 \cdot 1,04} = 98,16 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в средней части плиты:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} + [(1 + \mu) \gamma_{fr} \cdot q_{нк}] \cdot b_3 \cdot \frac{l_0 - 0,5b_3}{4}; \quad (8.17)$$

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{10,98 \cdot 1,94^2}{8} + [1,0 \cdot 1,0 \cdot 98,16] \cdot 1,04 \cdot \frac{1,94 - 0,5 \cdot 1,04}{4} = \\ &= 5,17 + 36,24 = 41,41 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Коэффициент динамичности и коэффициент надежности принимается равным 1.

Поперечная сила у опоры

$$V_0 = \frac{g \cdot l_0}{2} + \left[ (1 + \mu) \gamma_{fr} \cdot \frac{P}{2} \cdot y_1 \right] \quad (8.18)$$

$$V_0 = \frac{10,98 \cdot 1,94}{2} + \left[ 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{245}{2} \cdot 0,732 \right] = 101,05 \text{ кН.}$$

Рассматривая все варианты загрузки для расчета прочности плиты принимаем загрузку двумя сближенными колесами переменного нагружения А15 и колесами от тандема:

$$M_0 = 64,41 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad V_0 = 132,78 \text{ кН.}$$

Моменты в пролете плиты и на опоре при  $n = 11,29 < 30$  (табл. 8.3)

$$M_{np} = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 64,41 = 32,20 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{on} = -0,8M_0 = -0,8 \cdot 64,41 = -51,53 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Выполним расчет арматуры плиты в соответствии с требованиями нормативных документов ДБН В.2.6-98:2009 [3, 12, 22]. Применяем бетон С32/40 ( $f_{cd} = 22$  МПа;  $E_{cm} = 36 \cdot 10^3$  МПа), арматуру класса А400С ( $f_{yd} = 365$  МПа;  $E_s = 21 \cdot 10^4$  МПа);  $d = 200 - 25 = 175$  мм.

*Расчет пролетной арматуры.* Определим вспомогательные коэффициенты  $\alpha_m$  и  $\zeta$  (см. прил. В):

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{32,20 \cdot 100}{2,2 \cdot 100 \cdot 175^2} = 0,0478; \quad \zeta = 0,982;$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{32,20 \cdot 100}{0,982 \cdot 36,5 \cdot 17,5} = 5,133 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5Ø12 A400C:  $A_s = 5,65 \text{ см}^2$  (шаг 200 мм).

*Расчет опорной арматуры.*

$M_{on} = 51,53 \text{ кН·м}$  (возле крайних балок);

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{51,53 \cdot 100}{2,2 \cdot 100 \cdot 17,5^2} = 0,076; \quad \zeta = 0,970;$$

$$A_s = \frac{53,51 \cdot 100}{0,97 \cdot 36,5 \cdot 17,5} = 8,32 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6Ø14 A400C:  $A_s = 9,23 \text{ см}^2$  (шаг 150 мм).

Целесообразно заармировать плиту двумя сетками, нижняя сетка имеет ячейку 200×200 мм с диаметром арматуры 12 мм; верхняя сетка – ячейку 150×200 мм с диаметром 14 мм в коротком направлении и диаметром 10 мм в продольном.

Несущая способность плиты по поперечной силе определяется по большей величине из двух формул [12, 22]:

$$V_{Rd,c_1} = (C_{Rd,c} \cdot K^{\frac{1}{3}} \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}}) \cdot b_w \cdot d; \quad (8.19)$$

$$V_{Rd,c_2} = (0,035 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot K^3}) \cdot b_w \cdot d. \quad (8.20)$$

Рабочую высоту сечения плиты принимаем  $d = 175 \text{ мм} = 17,5 \text{ см}$ .

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,1385; \quad K = 1 + \sqrt{\frac{200}{175}} > 2; \quad K = 2;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 17,5} = 0,00323 - \text{коэффициент армирования.}$$

$$V_{Rd,c_1} = 0,1382 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00323 \cdot 29 \cdot 1000 \cdot 17,5} = 102185,3 \text{ Н} = 102,185 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c_2} = 0,035 \cdot \sqrt{29 \cdot 2^3} \cdot 1000 \cdot 17,5 = 93293,217 \text{ Н} = 93,293 \text{ кН}.$$

Внешняя поперечная сила  $V_0 = 132,78 \text{ кН}$  больше 102,185 кН, поэтому требуется армирование поперечной арматуры в приопорных зонах. Несущая способность хомутов (поперечной арматуры) определяется по формуле

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg} \theta}{s}. \quad (8.21)$$

Принимаем поперечную арматуру  $s = 200 \text{ мм}$ ; 5Ø6 A400C;  $A_{sw} = 1,42 \text{ см}^2$ ;  $z = 0,9d = 0,9 \cdot 17,5 = 15,75 \text{ см}$ ;  $f_{ywd} = 28,5 \text{ кН/см}^2$ ;  $\text{ctg} \theta = 2,5$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,42 \cdot 25,75 \cdot 28,5 \cdot 2,5}{20} = 79,67 \text{ кН}.$$

Суммарная несущая способность наклонного сечения

$$V_{Rd} = 102,185 + 79,67 = 181,85 > 132,78,$$

т. е. условие прочности выполнено.

Одновременно выполняется расчет на трещиностойкость и деформативность монолитной плиты проезжей части [4, 5].

При расчете главной балки пролетного строения необходимо определить постоянную нагрузку на 1 м длины пролетного строения и переменную от загрузки А-15 (тандем) + толпа и колесное нагружение от НК-100.

Для загрузки А15 + толпа изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_i = P \cdot (z_1 + z_2) \cdot \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) \cdot KPP_p + q_k \cdot \omega \cdot \gamma_{fk} \cdot KPP_k + q_{\text{тол}} \cdot \omega \cdot \gamma_{f\text{тол}} \cdot KПУ_{\text{тол}}, \quad (8.22)$$

где  $p = 147$  – сила на ось тандема загрузки А15;

$z_1$  и  $z_2$  – максимальные ординаты под осями тандема на линии влияния изгибающего момента в середине пролета (рис. 8.38);

$KPP_p$  – коэффициент поперечного распределения для тандема, который определяется по формуле  $KПУ_p = 0,5 \sum y_i \cdot s_i$  ( $y_i$  – максимальные ординаты под силами на линиях влияния сил на главные балки);

$q_k = 14,7$  кН/м – интенсивность равномерно распределенного нагружения А15;

$\omega$  – площадь линии влияния изгибающего момента в середине пролета;

$\gamma_{fp} = \gamma_{fk} = 1,5$  – коэффициент надежности;

$(1 + \mu) = 1,3$  – динамический коэффициент для тандема;

$KPP_k$  – коэффициент поперечной установки для равномерно распределенной нагрузки А-15, который определяется так:  $KPP_k = 0,5 \sum y_i \cdot s_i = 0,5 \cdot [y_1 + y_2 + 0,6 \cdot (y_3 + y_4)]$ , здесь  $y_1$  и  $y_2$  – максимальные ординаты под силами первой полосы загрузки;  $y_3$  и  $y_4$  – ординаты под силами для второй полосы на линиях влияния сил на главные балки;

$q_{\text{тол}} = 1,96 \cdot T$  – интенсивность равномерно распределенного нагружения от толпы на тротуаре, кН/м ( $T$  – ширина тротуара, в примере  $T = 1,25$  м);

$f_{f, \text{тол}} = \sum y_{\text{т}}$  – коэффициент поперечного распределения для толпы, который равен сумме ординат под центом тяжести тротуаров.

Для определения максимальной поперечной силы для средней части пролета необходимо использовать коэффициенты поперечного распределения с учетом пространственной работы пролетного строения [6, 24, 41], а на участках возле опор – метод рычага.

В соответствии с особенностями изменения коэффициентов поперечного распределения для равномерно распределенного нагружения на длине пролета рассмотрим три участка линии влияния поперечной силы. Графики изменения  $KPP$  показаны на рисунке 8.39. Первый участок с площадью  $\omega_{r_1} = \frac{1 + 0,833}{2} \cdot 3,9 = 3,574 \text{ м}^2$  и коэффициентом поперечного распределения  $KPP_1 = (0,69 + 0,392) : 2 = 0,541$ ; второй – с площадью  $\omega_{r_2} = \frac{0,833 + 0,167}{2} \cdot 15,6 = 7,8 \text{ м}^2$  и  $KPP_2 = 0,392$ ; третий – с площадью

$\omega_{V_3} = \frac{0,167}{2} \cdot 3,9 = 0,326 \quad \text{м}^2$  и коэффициентом поперечного распределения  
 $KPP_3 = (0,69 + 0,392) : 2 = 0,541$ .

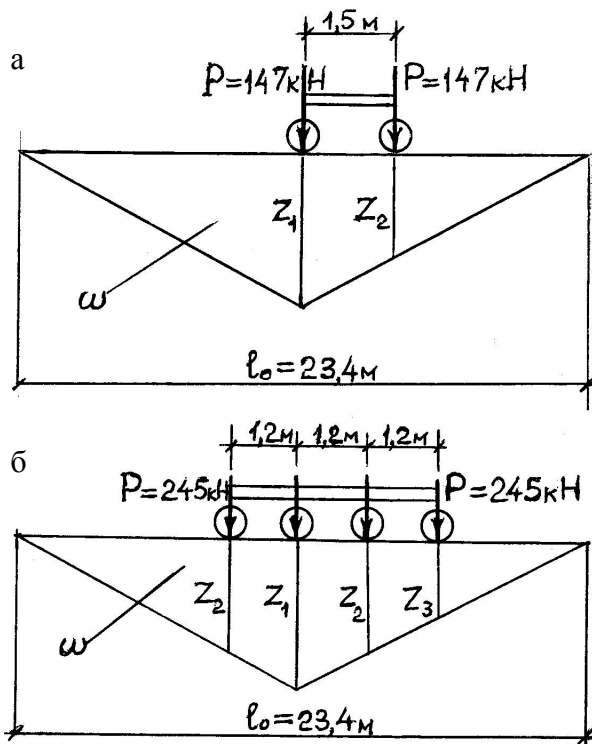


Рисунок 8.38 – Схемы загрузки линий влияния изгибающих моментов для определения эквивалентных нагрузок: а – для А15; б – для НК-100

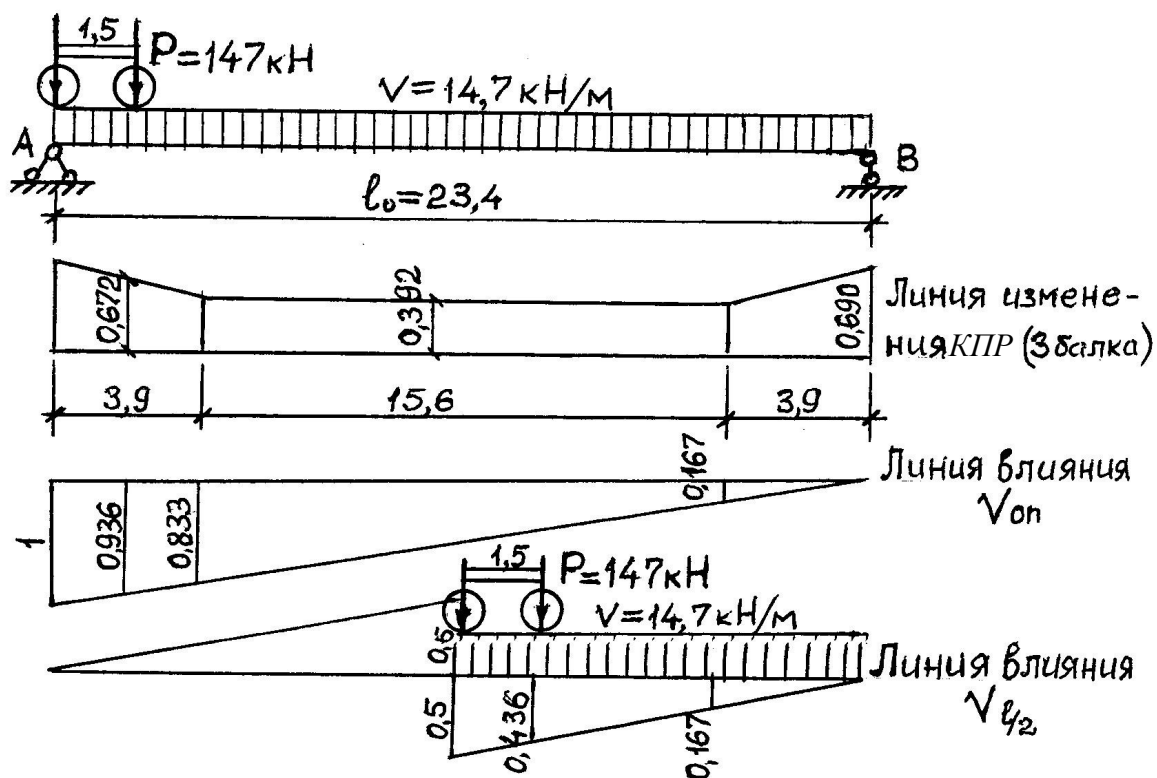


Рисунок 8.39 – Схема для определения поперечной силы V от А15



Поперечную силу возле опоры от постоянного нагружения (42,74 кН/м) определим по формуле  $V_{ном} = g_{ном} : \omega_{он}$ . Для крайней балки  $V_{ном} = 42,74 \cdot \frac{23,4}{2} = 500,06$  кН. Поперечную силу от переменного нагружения АК определим по формуле:

$$V_{AK} = P \cdot \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) \cdot \sum_{k=1}^2 KIP_p \cdot y_k + q_k \cdot \gamma_{fk} \cdot \sum_{i=1}^3 KIP_k \cdot \omega V_i.$$

Для третьей балки (без учета толпы) поперечная сила равна:

$$V_{AK} = 147 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot (1 \cdot 0,786 + 0,936 \cdot 0,673) + \\ + 14,7 \cdot 1,5 \cdot (3,574 \cdot 0,541 + 7,8 \cdot 0,392 + 0,326 \cdot 0,541) = 519,55 \text{ кН}.$$

Аналогично определяются поперечные силы для всех остальных балок (как правило достаточно четырех балок). Дополнительно вычисляются поперечные силы от нагрузки НК-100 с графиком изменения  $KIP_p$ .

Конструктивный расчет прочности главной балки по поперечной силе производится подобно приведенному расчету плиты.

## 8.5 Конструктивные решения мостов

При проектировании мостов, путепроводов, виадуков, эстакад и других инженерных сооружений мостового типа на первом этапе рассматривают несколько вариантов данного сооружения и выбирают из них наиболее экономичный, надежный и реализуемый с наименьшими затратами.

В процессе вариантного проектирования мостов (путепроводов) в конкретном месте, определенным общими условиями пробивки трассы дороги, учитываются следующие требования:

- габариты проезда должны соответствовать категории дороги (I, II, III, IV, V) [18; 19];
- ширина тротуаров назначается в соответствии с интенсивностью движения пешеходов (1,25; 1,5; 2 м);
- определяются особенности и назначение водной преграды (судоходная или несудоходная);
- рассматриваются варианты устройства основных несущих элементов мостов с выбором статической и конструктивной схемы (балочная, рамная, арочная, вантовая, висячая и другие).

Конструкции опор, пролетных строений, фундаментов, береговых устоев должны быть такими, чтобы в данных конкретных условиях строительные организации имели возможность использовать типовые конструктивные решения, опыт проектирования и эксплуатации аналогичных сооружений, а также отражены новейшие достижения науки и техники в области мостостроения.

Опоры мостов являются наиболее значимыми конструктивными элементами и отличаются большим разнообразием и спецификой конструктивных решений. Опоры разделяются на промежуточные (быки) и береговые устои, они воспринимают нагрузки от пролетных строений с движущимся транспортом и переходов, климатических и

температурных воздействий, сейсмических условий и передают их на фундаменты и грунтовое основание.

В современном мостостроении железобетонные опоры, как наиболее надежные и долговечные, могут выполняться монолитными, сборными и сборно-монолитными. По своему принципу работы железобетонные опоры разделяются на жесткие и гибкие. В гибких опорах усилия определяются с учетом деформаций опор по вертикали и по горизонтали.

Для промежуточных жестких опор, расположенных выше уровня ледохода (ГВЛ), рационально применять телескопические опоры (т. е. такие опоры, которые напоминают цилиндрическую телескопическую антенну), выполненные в виде железобетонных оболочек.

Конструкция автодорожного моста из монолитной массивной подводной части ниже уровня ледохода – из оболочек диаметром 2,4 м, заполненных бетоном, а выше горизонта высоких вод (ГВВ) – из оболочек диаметром 1,6 м, заполненных песком, приведена на рисунке 8.40, а.

Во многих случаях оказывается целесообразным применять жесткие опоры сборной конструкции. Это наиболее рационально тогда, когда сборной является только поверхность опоры небольшой толщины в виде железобетонной «скорлупы», заполненной бетоном. Примером могут служить опоры, имеющие в подводной части железобетонные оболочки с бетонным заполнителем (рис. 8.40, б) [24].

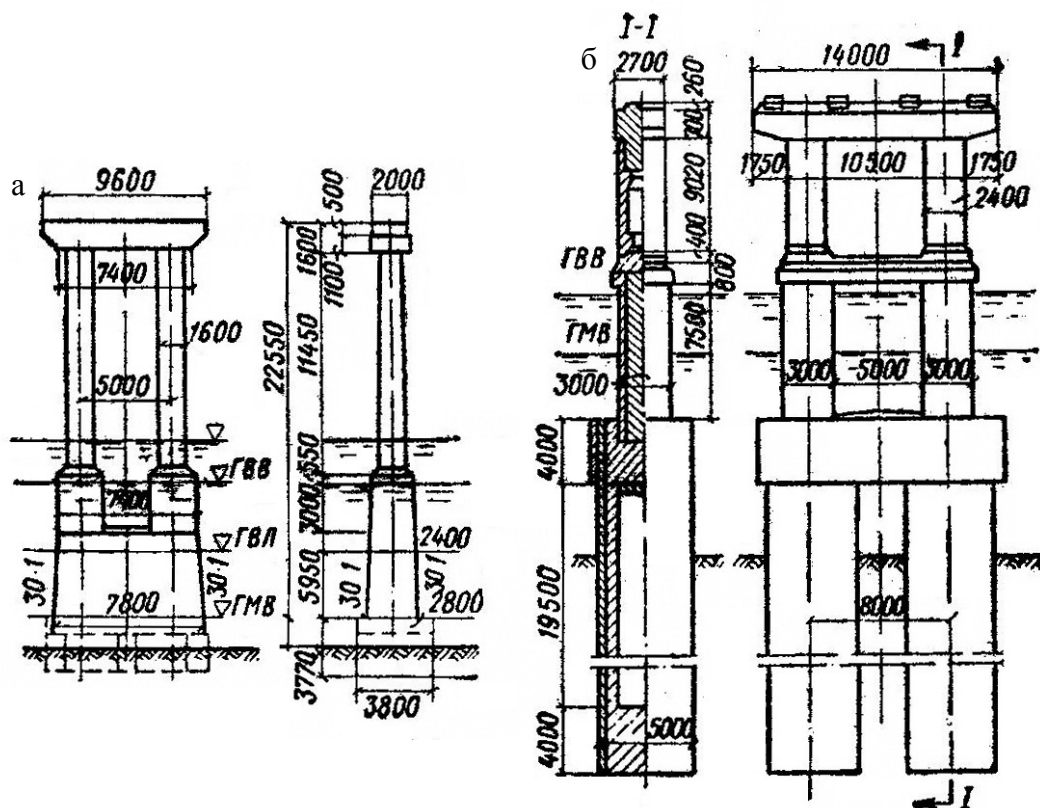


Рисунок 8.40 – Средние опоры:

- а – из железобетонных оболочек выше уровня ледохода и с массивной нижней частью;
- б – из железобетонных оболочек в подводной части

В практике мостостроения очень часто встречаются массивные опоры с фундаментами мелкого заложения. Такое решение, как правило, применяется, если грунтовые условия для реки обладают достаточно высокими прочностными характеристиками. Это могут быть крупнозернистые пески, твердые глины, тугопластичные суглинки и другие. При этом мощность слоя должна находиться в пределах 6–8 м и более. Конструктивно данные опоры можно решать в виде сборных железобетонных элементов, что существенно упрощает технологию строительства таких массивных опор.

На рисунке 8.41 показан пример конструкции массивной опоры различной высоты, которая полностью выполнена из сборных железобетонных элементов, включая блоки фундаментов, цоколя, массивной части, подкладки, насадки и стойки. Габариты таких мостов небольшие и в большинстве случаев не превышают 9–15 м. В отдельных конструктивных решениях массивную часть опоры выполняют облегченной, устраивая в ней прямоугольные, овальные или круглые проемы. Соединение сборных элементов устраивается или с помощью закладных деталей с последующей надежной антикоррозионной защитой, или с помощью арматурных выпусков, замоноличенных цементно-песчаным раствором М10–М15 [36, 45].

Если грунтовое основание дна реки или поймы составляют илы, лессовидные суглинки, торфяники, пластичные глины или другие ослабленные грунты, то наиболее рационально устраивать свайное основание для массивных столбчатых опор. Пример устройства таких опор показан на рисунке 8.42.

Гибкие свайные опоры обычно выполняются в виде отдельных стоек и применяются на водных преградах, у которых или отсутствует ледоход, или он очень слабый (толщина льда не более 15 см). При ледоходах с толщиной льда 15–30 см свайные опоры должны быть защищены свайными ледорезными кустами. Каждая гибкая свайная опора состоит из двух основных элементов – прямоугольных свай и насадки. Сечение свай принимают таким: 300×350, 350×350, 400×400, 400×450 мм. Длина свай определяется в каждом отдельном случае и зависит от высоты опоры и необходимой глубины погружения свай. Наибольшая длина, принятая в типовых проектах, составляет 14 м. Глубина забивки свай в грунт должна составлять не менее 4 м, не считая слабого слоя грунта (лёсс, ил, торф). Насадки для пролетов 7,5; 10; 12,5 и 15 м могут быть сборными и монолитными. Сборные насадки состоят из двух одинаковых элементов, стыкуемых путем бетонирования на месте с предварительной сваркой внахлестку выпусков арматуры. Высота сечения насадок – 400, 450, 600 мм.

Применение гибких свайных опор обеспечивает значительную экономию бетона по сравнению с массивными опорами и решает проблему сборности опор в мостах малых и средних пролетов.

Гибкие свайные опоры запроектированы под типовые разрезные пролетные строения. Наиболее простой схемой моста является односекционная с двумя, тремя, четырьмя или пятью пролетами. При большой длине моста (более 60 м) его делят на несколько отдельных блок-секций (рис. 8.43, а). Стыки секций выполняются путем создания сдвоенных однородных опор. Такое членение на блок-секции вызвано тем, что в

сваях опор длинных мостов возникают большие изгибающие моменты от воздействия температурных деформаций пролетных строений.

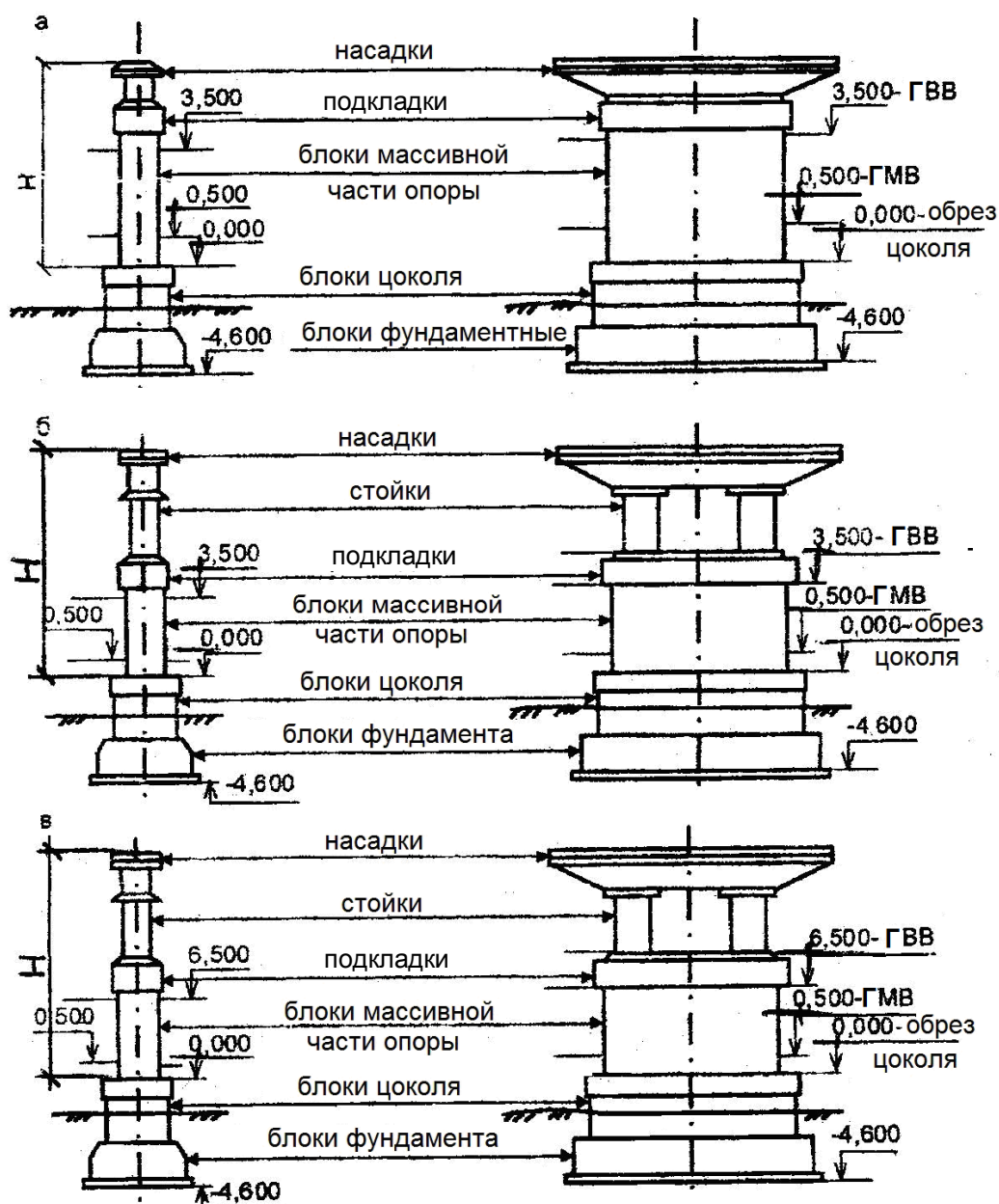


Рисунок 8.41 – Схемы опор с фундаментами мелкого заложения: а – при  $H = 5 \dots 7$  м (с массивной надстройкой); б – при  $H = 9$  м (со столбовой надстройкой) в – при  $H = 11 \dots 13$  м (со столбовой надстройкой)

Расчленение моста на отдельные блок-секции приводит к уменьшению горизонтальных деформаций опор, снижению изгибающих моментов в стойках и экономии арматуры. Насадки обычно рассчитываются как неразрезные балки, хотя более правильно рассчитывать их как балки на упруго оседающих опорах или как балки на упругом основании.

Если устройство свайных опор затруднено (удары льда, сплавляемых бревен, коряг и др.), гибкие опоры выполняют в виде железобетонных стенок, устраиваемых как на массивных монолитных фундаментах, так и на свайных ростверках. Высота стенок принимается не более 10–12 м, толщиной около  $1/25$  высоты, т. е. 300–400 мм. Такие опоры менее экономичны и более трудоемки в исполнении. Под неразрезные пролетные строения применяются гибкие опоры в виде качающихся стоек или стенок (рис. 8.43, б).

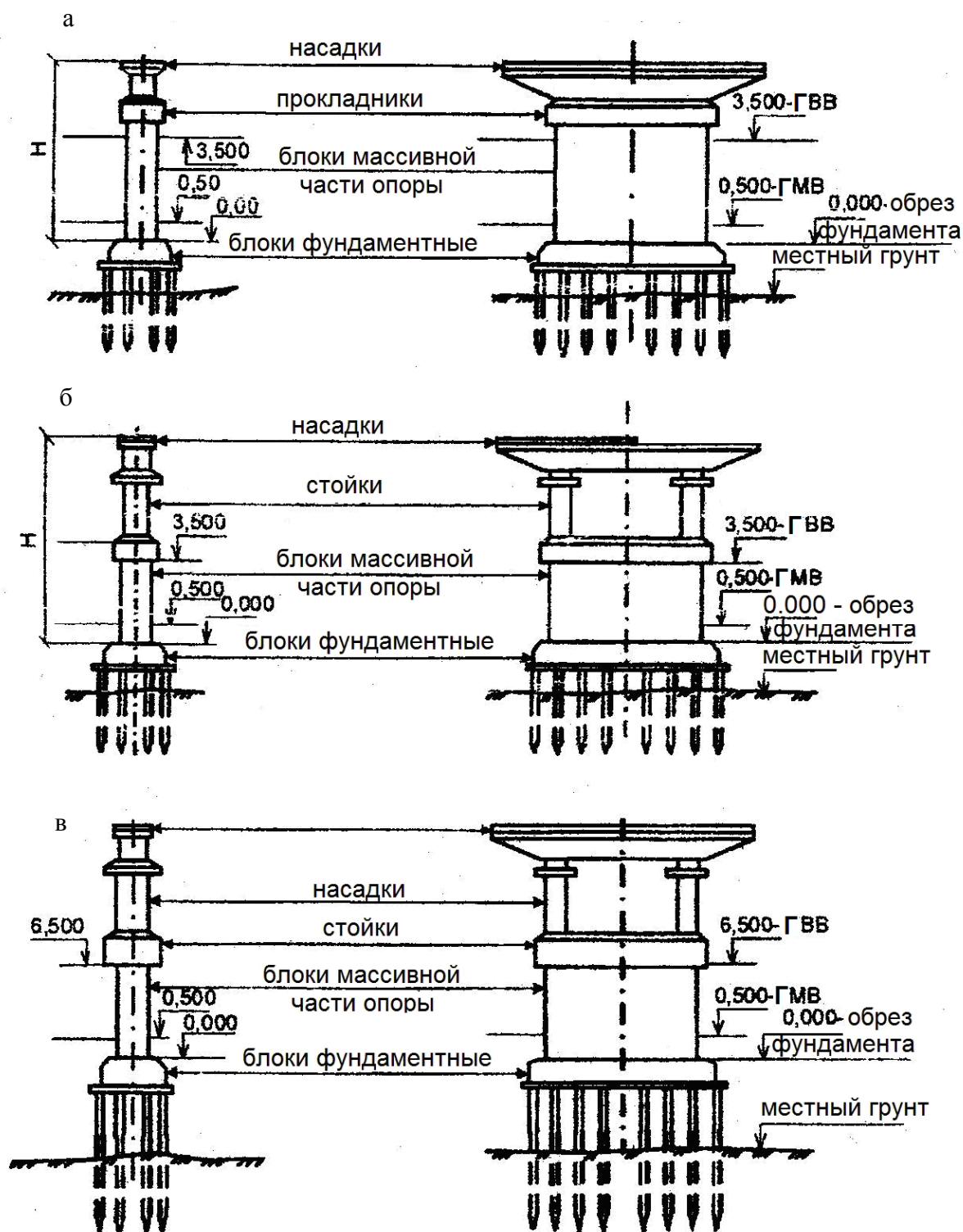


Рисунок 8.42 – Схемы опор на фундаментах из свай: а – при  $H = 5-7$  м (с массивной надстройкой); б – при  $H = 9$  м (со столбовой надстройкой) в – при  $H = 11-13$  м (со столбовой надстройкой)

Береговые опоры, или устои являются конструкциями более сложными и более значимыми по сравнению с промежуточными опорами. Существует несколько вариантов устройства береговых устоев: устои с обратными стенками; обсыпные и стоечные козлового типа. В первом варианте длина первого пролетного строения уменьшается, однако расход бетона и арматуры увеличивается. Варианты конструктивного решения береговых устоев приведены на рисунке 8.44, а, б, в.





При большой высоте насыпи (от 10 до 24 м) чаще всего применяют обсыпные опоры, которые могут выполняться в монолитном и сборном вариантах.

Существенное снижение расхода и стоимости бетона, а также повышение его надежности и долговечности достигается путем применения свайных береговых опор.

Столбовые (козловые) опоры состоят из сборных железобетонных стоек и сплошных фундаментов или низких свайных ростверков. Сверху укладываются насадки и вертикальная шкафная стенка, которые и образуют шкафную часть для укладки балок проезжей части (рис. 8.44, в). Столбовым береговым устоям, как и свайным, при действии со стороны насыпи значительных горизонтальных сил на стойки, обращенные к пролетному строению, придают наклон (так называемый козловой устой). Столбовые устои козлового типа широко используются для автодорожных и городских мостов-путепроводов под унифицированные пролетные строения длиной от 12 до 42 м. В поперечном направлении расстояние между стойками с сечением 350×350 мм соответствует расстоянию между осями балок пролетного строения. Столбовые устои козлового типа применяют высотой от 4 до 12 м [24, 35].

Кроме столбов козлового типа могут применяться также устои и других типов, например столбчатые на трубах-оболочках, столбчатые в форме пилонов, столбчатые с конусным уширением нижней части и другие.

На береговые устои, защищенные конусами насыпи, передаются удары от подвижной нагрузки, температурные воздействия, давление грунта, неравномерная осадка подстилающего слоя грунта, сейсмические нагрузки. Характеристические и расчетные значения нагрузок, а также их сочетание принимаются по ДБН В.1.2-15:2009 [4].

Пролетные строения мостов, как указывалось выше в пп. 8.2, отличаются значительным разнообразием как по статической схеме работы, так и по своему конструктивному исполнению.

Наиболее распространены балочные пролетные строения для мостов малых и средних пролетов от 8–12 м до 15–42 м.

Рибристые разрезные пролетные строения как с ненапрягаемой, так и с напрягаемой арматурой главным образом выполняются из сборного железобетона. В первом случае главные балки, устанавливаемые на железобетонные насадки, принимают с прямоугольным сечением (без расширения нижнего пояса), армируют их преимущественно сварными несущими арматурными каркасами. Высота главных балок по всей длине пролета принимается постоянной с соотношением от 1/10 до 1/16 к пролету. Во втором случае в пролетных строениях с напрягаемой арматурой используется высокопрочная арматура Вр1300 – Вр1400, а сечение балок выполняется двутавровым с размещением напрягаемой арматуры в нижней развитой полке двутавра [24, 44].

Сборные предварительно напряженные балки становятся экономически целесообразными для пролетов в свете до 40 м, а в некоторых случаях и более 40 м. Максимальный пролет таких балок может достигать 70 м.

Очень важным параметром в обеспечении надежности и жесткости всего пролетного строения в поперечном направлении является устройство поперечных диафрагм жесткости, поэтому конструктивные решения балочных пролетных строений делят на две группы: бездиафрагменные и диафрагменные.

Наличие поперечных диафрагм обеспечивает необходимую поперечную жесткость пролетного строения, устойчивость продольных ребер на кручение и создание в плите проезжей части дополнительных опор, что в конечном результате приводит к совместной работе всех элементов пролетного строения.

Для более эффективного распределения нагрузки диафрагмами в поперечном направлении их высоту избирают по возможности равной высоте продольных ребер. Обычно высота диафрагм принимается не менее 0,7–0,8 высоты главных балок при расстоянии между диафрагмами в продольном направлении от 2,5 до 4 м. Толщина диафрагм без напрягаемой арматуры по конструктивным соображениям избирается от 120 до 160 мм.

Изготовление балок, включающих элементы диафрагм и сборных пролетных строений, а также их монтаж сопряжены с большими трудностями, связанными с технологией изготовления балок и точностью монтажа. В процессе эксплуатации таких балок наблюдались случаи разъединения стыков, что приводило к существенному ослаблению поперечной жесткости пролетных строений и ухудшало распределительные свойства диафрагм. Пример конструктивного решения диафрагменного пролетного строения приведен на рисунке 8.33. Пролетное строение состоит из семи Т-образных балок с шириной ребра 15 см и высотой 80 см и расстоянием между ними 1400 мм (рис. 8.45, а). Поперечные диафрагмы высотой 630 мм расположены по длине пролета через 2700 мм (рис. 8.45, б).

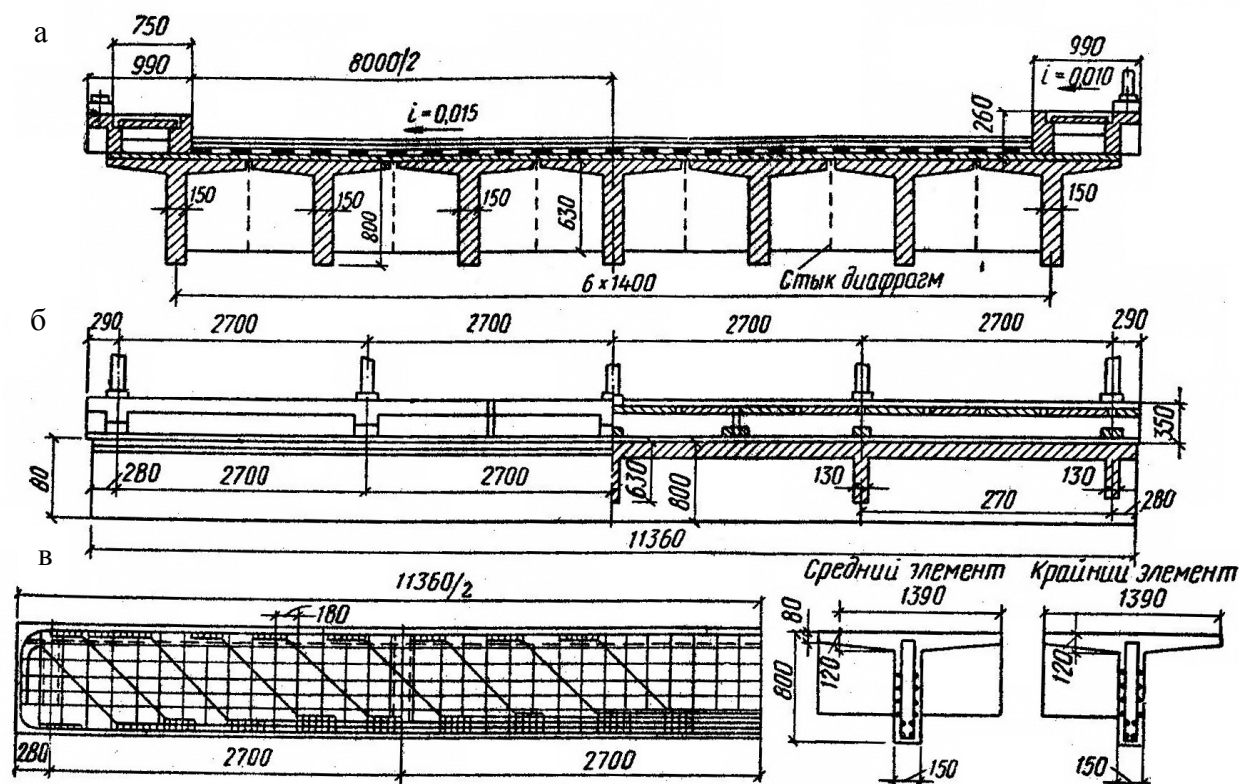


Рисунок 8.45 – Устройство диафрагменного балочного пролетного строения:  
а – поперечное сечение пролетного строения; б – расположение в плане диафрагм жесткости;  
в – армирование сборных железобетонных балок пролетом 11,36 м сварными каркасами арматурой класса А400С



Главные балки армированы двумя сварными каркасами из арматурной стали А400С с диаметром стержней рабочей арматуры 14 и 28 мм (рис. 8.45, в). Объединение главных балок производилось только в плоскостях диафрагм с помощью приваривания листовых накладок к планкам, заделанным в диафрагмы [24].

Создание пролетных строений без диафрагм упростило технологию заводского изготовления балок. Такие пролетные строения получили название бездиафрагменных, в которых жесткость и совместная работа ребер обеспечивается только плитой проезжей части. Интенсивность работы плиты в этом случае по сравнению с плитой диафрагменных пролетных строений значительно возрастает.

Бездиафрагменное пролетное строение с пролетами 12, 15, 18, 24 и 33 м скомпоновано из однотипных балок таврового сечения, предварительное напряжение которых выполнено путем натяжения пучковой арматуры на упоры. Данные конструктивные решения разработаны в типовых сериях 3.503.1-81 и 3.503.44, выполненных «Союздорпроектом». В зависимости от ширины габарита проезда от Г-7 до Г-21 и ширины тротуаров такое пролетное строение состоит из 4–14 балок. Для размещения пучковой арматуры в нижней части ребер имеются специальные уширения. Балки с толщиной ребер 160 мм и толщиной плиты проезжей части 150–200 мм размещены на расстоянии 2,1 м.

Крайние балки в отличие от средних имеют большее количество пучков в связи с увеличенной нагрузкой на них и односторонние выпуски арматуры в плите. Кроме того, у этих балок имеются накладные металлические планки для крепления подтротуарных балок. Класс бетона предусмотрен С32/40: рабочая арматура – в виде прямолинейных пучков их холодноотянутой упрочненной проволоки Вр1400 диаметром 5 мм с характеристическим сопротивлением 1500-1700 МПа.

Каркасно-стержневые анкеры расположены по длине балок на расстоянии от 0,25 до 0,91 м от торцов. Пучки от анкера до торцов балок обмотаны плотной крафтбумагой с битумной обмазкой, что исключает сцепление пучковой арматуры с бетоном на этих участках. Пример конструктивного решения балочного бездиафрагменного пролетного строения моста приведен на рисунке 8.46.

В ряде типовых решений балочных пролетных строений предусматривается блочное разделение всего пролета на замкнутые конструктивные элементы. Размеры составных блоков для промежуточных участков составляют 6 м, для концевых – 4,5 м. Натяжение арматуры производится на бетон после сборки всех блоков.

Основные показатели балок унифицированных пролетных строений приведены в таблице 8.4.

Наибольшего внимания заслуживают пролетные строения с коробчатыми главными балками, которые лучше обеспечивают пространственную работу пролетного строения. Пролетные строения с коробчатыми главными балками экономичнее пролетных строений с балками других форм, если хорошо налажена заводская технология изготовления сборных элементов. Коробчатые главные балки применяются преимущественно в мостах больших пролетов (33, 42, 48 м).

Большим преимуществом замкнутого коробчатого сечения является его повышенная жесткость при работе на кручение, которая по сравнению с жесткостью

незамкнутого профиля тех же размеров может быть больше в десятки и более раз, что существенно улучшает работу пролетного строения при несимметричном расположении нагрузки относительно продольной оси моста.

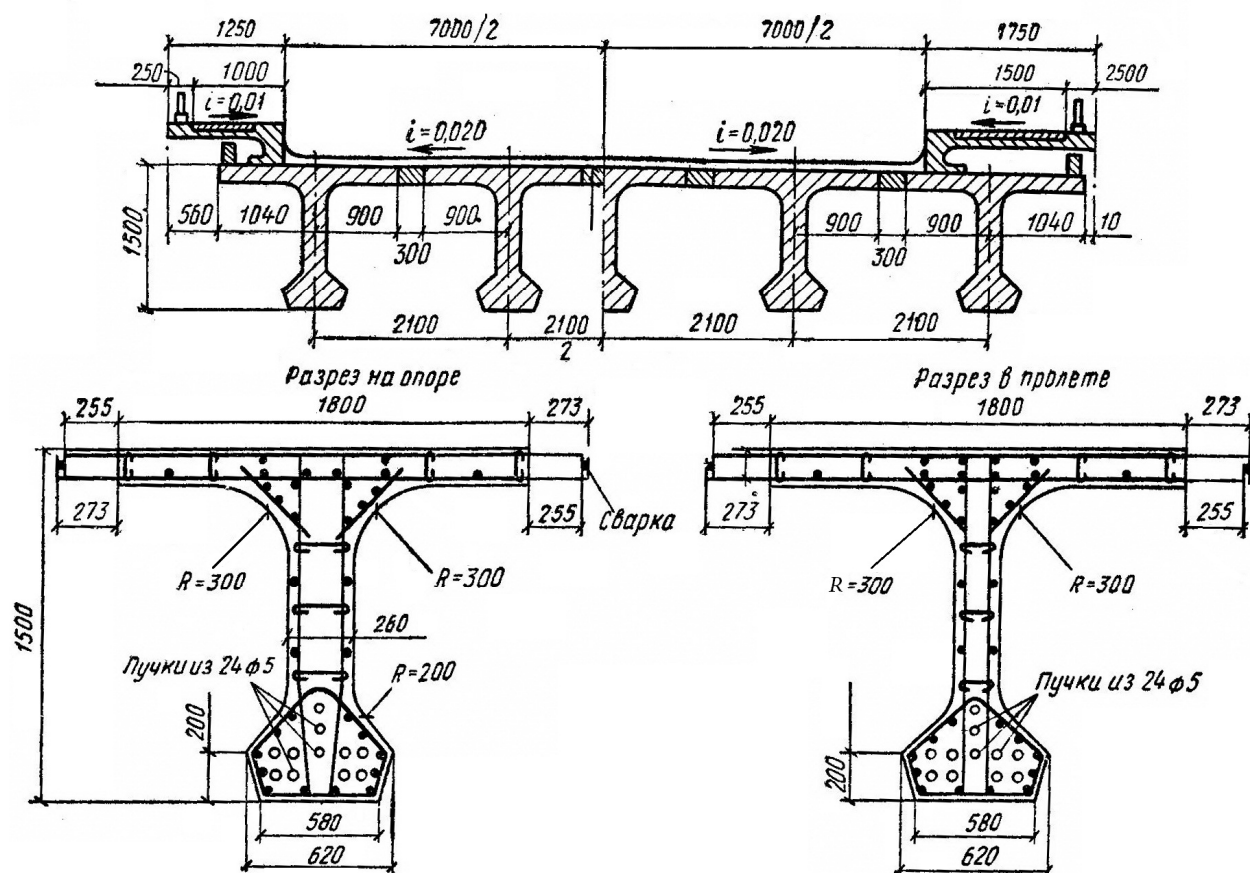


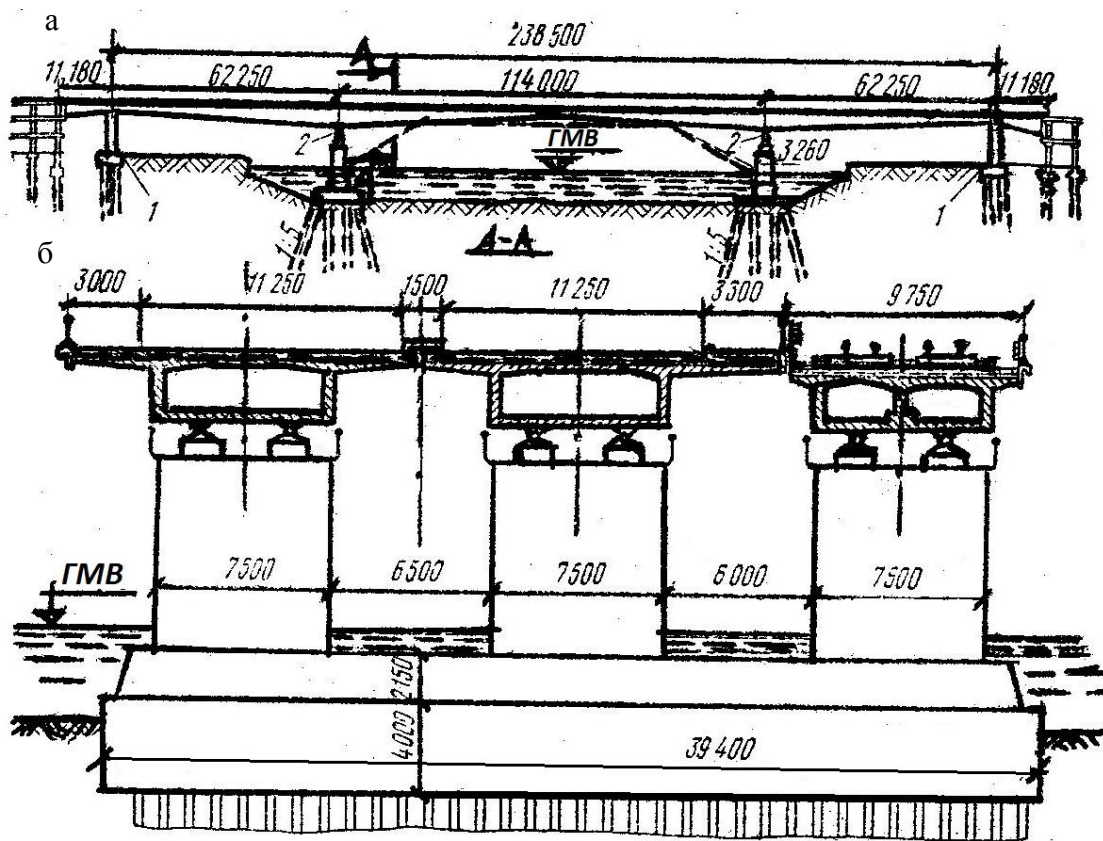
Рисунок 8.46 – Конструктивное исполнение пролетного строения с бездиафрагмовым решением

Таблица 8.4 – Основные показатели балок для пролетных строений

Полная длина пролетного строения, м	Расчетный пролет, м	Высота балок, м	Отношение высоты балки к пролету	Монтажная масса балки, т	Расход бетона на 1 м <sup>2</sup> пролетного строения, м <sup>3</sup>	Количество арматурных пучков на одну балку	Расход арматуры на 1 м <sup>2</sup> пролетного строения, кг	
							напрягаемой	ненапрягаемой и на закладные детали
12	10,4	0,9	1/12,7	16,8	0,310	4	8,7	55
15	14,4	0,9	1/16	20,4	0,309	6	10,2	54
18	17,4	1,2	1/14,5	28,4	0,342	6	10	52,5
24	23,4	1,2	1/19,5	37,6	0,342	9	17,1	50,1
33	32,2	1,5	1/21,4	57,5	0,371	13	24,6	52
42	41,2	2,1	1/19,6	84	0,416	15	29,1	58

При изгибе балки коробчатого сечения напряжения по ширине плиты проезжей части распределены неравномерно – они имеют максимальное значение у мест примыкания плиты к стенкам и уменьшаются по мере удаления от них. Однако в мостах больших пролетов вследствие большой величины соотношения пролета коробчатой балки и ее ширины напряжения в плите распределены практически равномерно. Имеются

Примером решения пролетного строения с применением неразрезных балок коробчатого сечения может служить мост через реку Москва в городе Нагатине. Этот мост совмещает движение автомобильного транспорта и движение поездов метро. Основные пролеты  $62,25 + 114 + 62,25$  м, ширина между перилами 39,75 м, из которых 9,75 м – для движения поездов метро (рис. 8.47). Ширина моста для городского транспорта – 30 м, включая шесть полос автомобильного движения, разделительную полосу и два тротуара. Боковые консольные пролеты служат противовесами для погашения отрицательных реакций на крайних опорах и снижения положительных моментов в крайних пролетах.



Использован бетон пролетного строения класса С35/45, напрягаемая арматура – стальные проволочные канаты диаметром 52,5 мм с пределом прочности 1750 МПа.

261

пролетов. Наиболее употребимыми являются трапецевидные сечения с наклонными боковыми стенками.

В верхней и нижней плитах и боковых стенках устроены каналы для пропуска напрягаемой пучковой арматуры. Высота блоков может колебаться в пределах от 2,5 до 4,5 м и более. Длина их в зависимости от расположения по длине пролета может составлять 2,8–6,0 м. Блоки армируются в плитной части и в стенках сетками, каркасами и отдельными стержнями классов А240, А400С. Напрягаемая арматура, пропускаемая в каналах, состоит из одиночных или сдвоенных пучков (48 проволок диаметром 5 мм) высокопрочной проволоки Вр1500, проходящих в закрытых каналах. Бетон используется только высокопрочный классов С32/40, С35/45 и С40/50. Натяжение пучков осуществляется усилием в пределах 900–1200 кН. Монтажная масса таких блоков может достигать 300–550 кН. Пример одного из таких блоков приведен на рисунке 8.48.

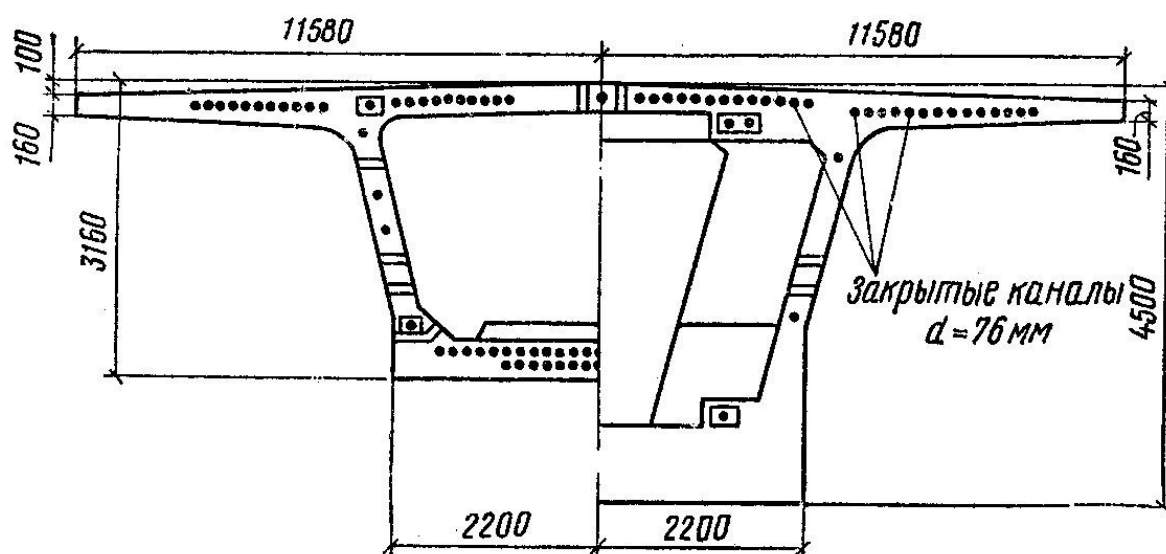


Рисунок 8.48 – Поперечное коробчатое сечение пролетного строения моста

Бетонирование коробчатых блоков производится в вертикальном положении в торец с использованием добавок, ускоряющих процесс твердения бетона.

Помимо разрезных и неразрезных балочных пролетных строений в мостах судоходного назначения используются неразрезные пролетные строения с анкерными пролетами, то есть часть пролетов выполняется укороченными и более жесткими, что позволяет выполнять более экономичными основные пролетные строения.

Наряду с перечисленными конструктивными схемами применяются балочно-консольные и рамно-консольные пролетные строения. Эти системы с подвесными пролетами являются статически определимыми, но если подвесные пролеты отсутствуют, а в пролетах имеются продольно-подвижные шарниры, то такие системы уже относятся к статически неопределимым. Продольно-подвижные шарниры обеспечивают свободные горизонтальные перемещения и даже повороты опорных сечений, то есть передачу поперечных сил с одной консоли на другую. В качестве лишних неизвестных будут выступать поперечные силы в шарнирах.

Одним из наиболее существенных недостатков балочно-консольных и рамно-консольных систем является наличие перелома линии прогибов в местах шарниров, что может негативно сказываться на эксплуатационных показателях мостов.

В железобетонных мостах арочной системы основными несущими элементами служат сплошностенчатые своды или отдельные арки. В арочных мостах с ездой по верху часто применяют один или несколько параллельных сводов, поддерживающих надсводную конструкцию. Если пролетное строение имеет один свод, то ширину его делают равной или несколько меньшей полной ширины моста (рисунок 8.49). При пролетах 60–80 м своды делают сплошного сечения, армируя их продольными стержнями, изогнутыми соответственно очертанию свода. Перпендикулярно к основным стержням размещают распределительную арматуру принимают толщину сплошных сводов  $\left(\frac{1}{50} - \frac{1}{80}\right)l$ .

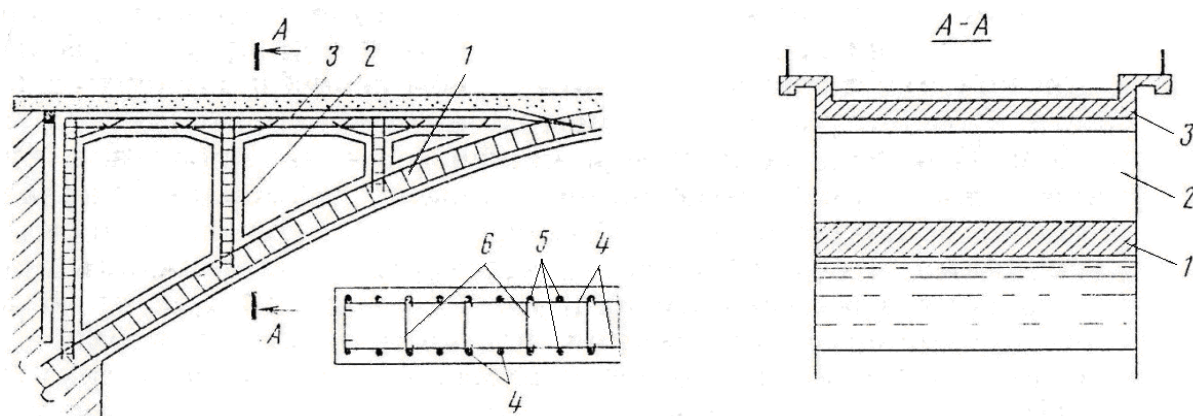


Рисунок 8.49 – Железобетонные арочные мосты со сводами:  
1 – свод; 2 – надсводная стенка; 3 – плита проезжей части;  
4 – рабочая арматура свода; 5 – распределительная арматура; 6 – хомуты

При больших пролетах рационально устройство пустотных коробчатых сводов. Вследствие сосредоточения материала по краям сечения (в верхней и нижней плитах) коробчатый свод работает на изгиб рациональнее сплошного. Высота коробчатого свода принимают  $\left(\frac{1}{40} - \frac{1}{60}\right)l$  (рис. 8.50). Надсводное строение состоит или из поперечных стенок, или из отдельных надсводных строений, поддерживающих проезжую часть. При устройстве надсводных стенок плиту проезжей части можно непосредственно опереть на них. При надсводных стойках они поддерживают плиту проезжей части с помощью продольных и поперечных балок.

В мостах с отдельными арками основными несущими элементами служат арки, сечение которых делают прямоугольными, а при больших пролетах – двутавровыми или коробчатыми. Высоту сечения арок принимают от  $1/40$  до  $1/60$  пролета. В мостах с ездой по верху количество арок в поперечном сечении зависит от ширины моста. Обычно расстояние между арками составляет от 2–3 до 5–6 м. При езде по низу и пониженной езде пролетное строение имеет две арки, расстояние между которыми определяется шириной габарита проезда по мосту. Арки связывают между собой распорками, чтобы обеспечить жесткость и устойчивость пролетного строения в поперечном направлении (рис. 8.51, а).

Армируют арки продольными стержнями, идущими вдоль их верхней и нижней поверхностей. Продольную арматуру охватывают хомутами. Надарочная конструкция аналогична мостам со сводами [50].

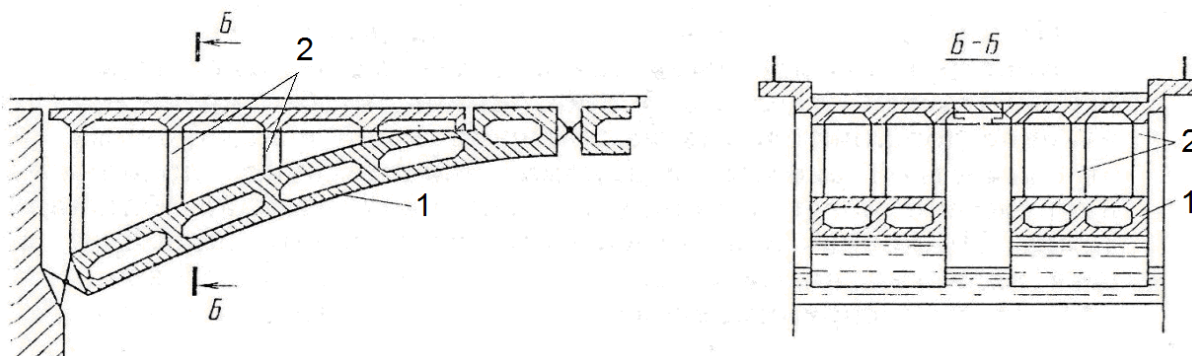


Рисунок 8.50 – Железобетонные арочные мосты со сводами коробчатого сечения: 1 – коробчатый свод; 2 – надсводные стойки

Конструкцию проезжей части в мостах с отдельными арками рекомендуется отделять от арок швами, чтобы предотвратить появление дополнительных напряжений в ней и надарочных стойках от совместной работы с арками. Значительные дополнительные напряжения могут возникать в коротких стойках, приближенных к замку. На концах этих стоек часто устраивают шарниры, превращая их в так называемые качающиеся стойки (рис. 8.51,а), не воспринимающие изгибающих моментов благодаря шарнирам.

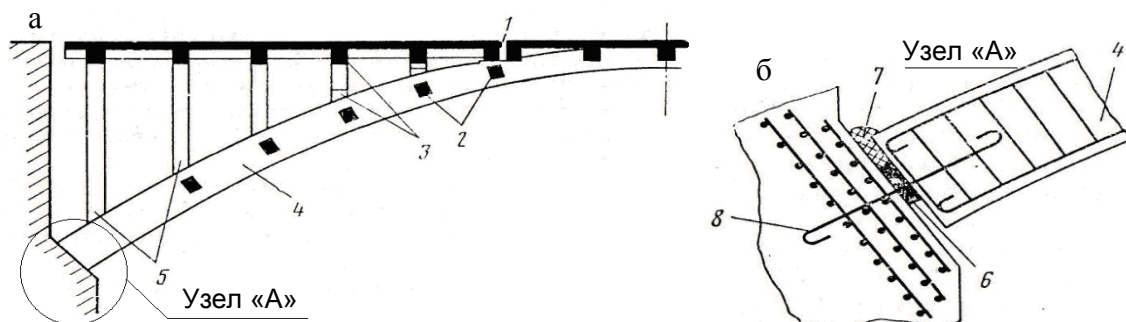


Рисунок 8.51 – Конструкции монолитных арочных мостов с отдельными арками:  
1 – шов в проезжей части; 2 – распорки между арками; 3 – шарниры в надарочных стойках; 4 – арка;  
5 – надарочные стойки; 6 – свинцовый лист; 7 – водонепроницаемая мастика; 8 – осевой стержень шарнира

При пересечении глубоких лощин или рек с быстрым течением, когда нельзя устроить подмости для бетонирования арок, иногда применяют жесткую арматуру в виде металлических арочных ферм. Эти фермы собирают на весу, подвешивают к ним опалубку и бетонируют. После отвердения бетона металлические фермы служат арматурой арки.

В дву- и трехшарнирных арках шарниры обычно делают стальными.

В арках небольших пролетов (до 30–50 м) могут быть применены простейшие шарниры из стальных листов или свинцовых прокладок (см. рис. 8.51, б), обеспечивающих взаимный поворот соединяемых частей. Ширину листов или прокладок принимают около  $1/4$ – $1/3$  высоты сечения арки. Через шарнир пропускают продольные стержни, обеспечивающие восприятие поперечных сил.



Наиболее совершенны шарниры стального литья из двух подушек-балансиров, шарнирно соединяющихся между собой (рис. 8.52, б). В местах передачи давлений от шарниров бетон усиливают сетками.

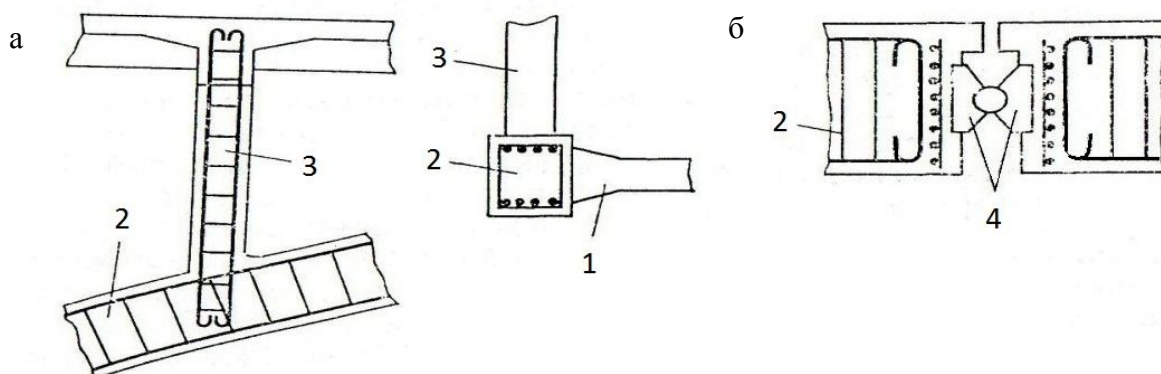


Рисунок 8.52 – Конструкция монолитных арочных мостов с отдельными арками: 1 – распорки между арками; 2 – арка; 3 – надарочные стойки; 4 – стальной балансирный шарнир

Пролетные строения арочных мостов сооружают полностью сборными или устраивают сборное надарочное строение с монолитными арками. В полностью сборных арочных мостах арки монтируют из готовых блоков. Удобно монтировать арки из двух полуарок (рис. 8.53), которые готовыми доставляют в пролет. Условия доставки для подъемных механизмов ограничиваются массой блоков полуарок и пролетом (до 40–60 м). Однако доставка полуарок наплаву позволяет применить такую конструкцию при пролетах до 150 м. Если установка готовых полуарок невозможна, то арки монтируют из более мелких блоков, которые устанавливают на временных подмостках или кружальных фермах и после омоноличивания всех швов включают в работу раскручиванием. Возможна также сборка полуарок из отдельных блоков на берегу с последующей доставкой их наплаву в пролет.

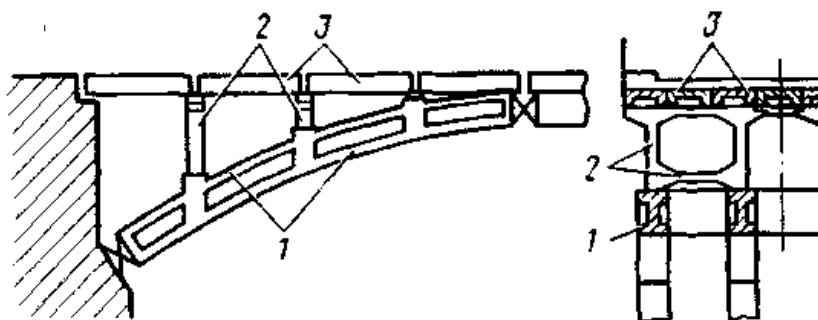


Рисунок 8.53 – Конструктивные элементы сборных арочных мостов:  
1 – готовый блок-полуарка; 2 – рамы надарочного строения; 3 – сборные элементы проезжей части

Монолитные арки бетонируют на месте на подмостках. Надарочное строение возводят сборным из стоек, поперечных стенок или рам, поддерживающих элементы проезжей части

По надарочным стойкам укладывают ригели, на которые опирают плитные или ребристые элементы проезжей части (рис. 8.54, а). Стойки и ригели надарочной части могут быть объединены в рамный блок (см. рис. 8.53). При надарочном строении с поперечными стенками на них устанавливают ригель, поддерживающий опирающиеся на

него блоки проезжей части. Применяют также надарочное строение, в котором по стойкам укладывают продольные балки (пролеты), а по ним – блоки проезжей части (рис. 8.54, б). В конструкциях сборного надарочного строения всегда желательно использовать типовые элементы простых балочных пролетных строений.

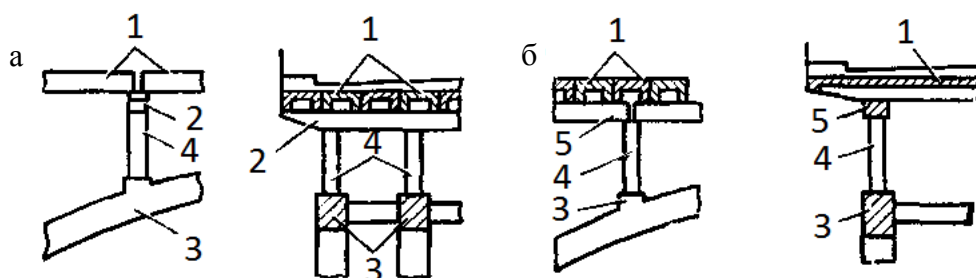


Рисунок 8.54 – Конструктивные элементы сборных арочных мостов: 1 – сборные элементы проезжей части; 2 – ригели; 3 – арка; 4 – надарочная стойка; 5 – продольный прогон

Арочные пролетные строения с затяжкой применяют в мостах с ездой по низу в тех случаях, когда требуется перекрыть большие пролеты, не передавая распора на опоры. В таких мостах распор арок воспринимают затяжки, а пролетные строения в целом работают как балочные.

В арочных пролетных строениях с гибкой затяжкой ее делают железобетонной или металлической. Раньше железобетонные затяжки армировали круглыми стальными стержнями, надежно закрепленными на концах гайками, передающими усилия торцам пролетного строения через стальные подушки. В современных конструкциях применяют более совершенное армирование затяжек высокопрочными предварительно напряженными стальными проволочными пучками или кручеными канатами. Металлические затяжки устраивают из профильного металла, двутаврового, двушвеллерного или коробчатого сечения, а подвески – из железобетона или чаще из круглой стали. Концы стальных подвесок закрепляют в арках и поперечных балках проезжей части с помощью гаек и стальных прокладок.

В арочных пролетных строениях с жесткой затяжкой (рис. 8.55) аркам придают возможно меньшую высоту сечения, чтобы их жесткость в вертикальной плоскости была минимальной и на арки не передавались существенные изгибающие моменты от общей деформации пролетного строения. Затяжку изготавливают в виде высокой балки (балки жесткости), рассчитанной на действие продольного усилия (распора) совместно с изгибающими моментами. Сечение балки жесткости при малых пролетах делают прямоугольным, а при больших пролетах – двутавровым (рис. 8.55, б) или коробчатым. Так как в балках жесткости возникают изгибающие моменты двух знаков, то арматуру располагают как по верху, так и по низу.

Для восприятия главных растягивающих напряжений ставят также хомуты и косые стержни (рис. 8.55, а).

Опоры арочных мостов воспринимают не только вертикальные силы, но и горизонтальный распор арок, поэтому их возводят массивными, чтобы предотвратить сдвиг или опрокидывание.



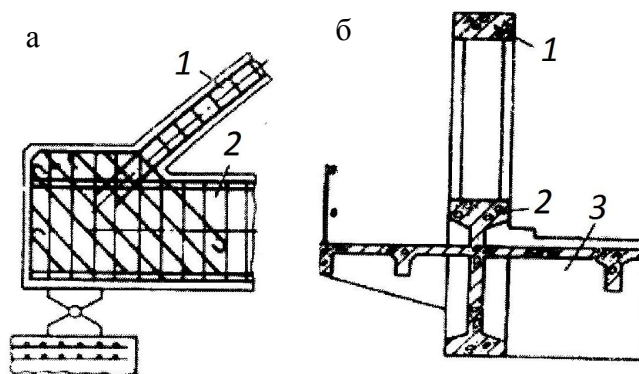


Рисунок 8.55 – Детали арок с затяжкой:  
1 – гибкая арка; 2 – жесткая затяжка; 3 – поперечная балка

Если арки, примыкающие к промежуточной опоре, имеют одинаковые пролеты, то и опора будет симметричной конструкции (рис. 8.56, а). Когда нет необходимости увеличить вес опоры, ее верхнюю часть можно выполнить облегченной, из тонких стоек (рис. 8.56, б). Опора, к которой примыкают арки неодинаковых пролетов, подвергается действию неуравновешенного горизонтального распора со стороны большей арки. Форма такой опоры может быть несимметричной, нейтрализующей распор (рис. 8.56, в).

Береговые устои арочных мостов воспринимают значительные горизонтальные усилия от арок, поэтому их развивают в длину. Устои могут одновременно удерживать грунт насыпи подхода (рис. 8.57, а) или поддерживать стойки надарочного строения (рис. 8.57, б).

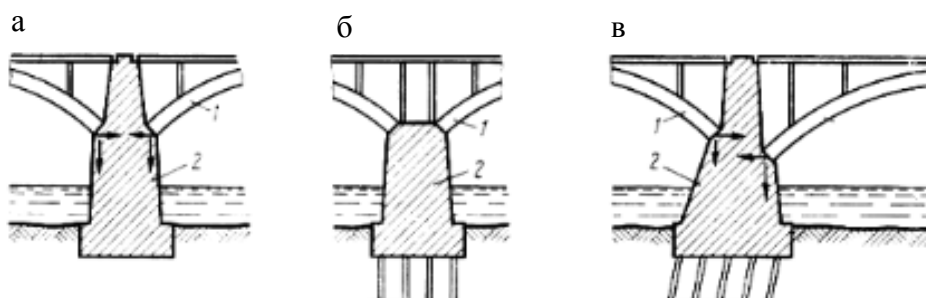


Рисунок 8.56 – Виды опор арочных мостов:  
1 – арка; 2 – промежуточная опора

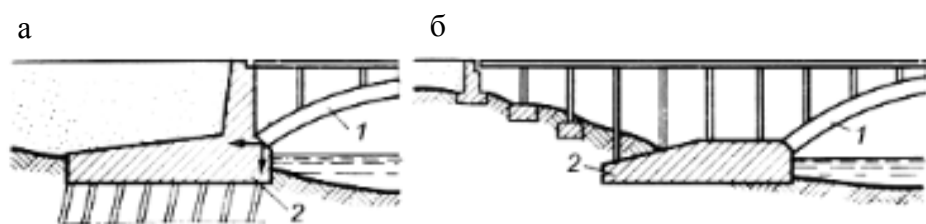


Рисунок 8.57 – Виды опор арочных мостов:  
1 – арка; 2 – береговые устои

При залегании прочных грунтов на большой глубине арочные мосты требуют большого развития (увеличения массы) опор, и мост в целом становится экономически невыгодным.

Железобетонные мосты вантовых систем применяют для перекрытия больших пролетов – до 300–350 м и более. Обычно их возводят на пересечении глубоких рек,

устьев рек, морских заливов и проливов, где сооружать опоры сложно и дорого. Вантовые мосты сооружают также в городах, так как они отличаются выразительным архитектурным внешним видом.

Вантовый мост имеет железобетонные опоры – пилоны, к которым прикреплены металлические ванты из канатов или пучков параллельных проволок (рис. 8.58, а). Пилоны работают в основном на сжатие, ванты – на растяжение. Ванты поддерживают железобетонную или металлическую балку жесткости, по которой и осуществляется движение транспорта и пешеходов.

Вследствие прикрепления балки жесткости к вантам во многих точках она работает с меньшими изгибающими моментами и может быть выполнена относительно малой строительной высоты [55].

Высоту пилонов ( $H$ ) вантовых мостов принимают равной  $1/5-1/3l$ , где  $l$  – центральный пролет моста. Боковые пролеты  $l_1 = (0,5 - 0,8)l$ .

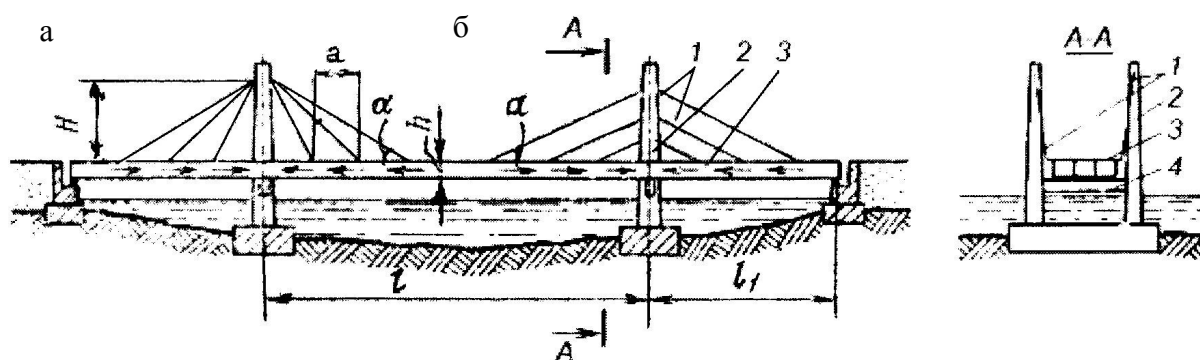


Рисунок 8.58 – Схема вантовых мостов:

1 – ванты; 2 – пилоны; 3 – балка жесткости; 4 – поперечная опорная балка

Расстояния между точками прикрепления вант к балке жесткости могут в различных схемах изменяться в широких пределах – от  $a = 5 - 10$  м до  $a = 50 - 60$  м. В зависимости от частоты расположения вант изменяется высота ( $h$ ) балки жесткости,

которую почти всегда принимают постоянной по длине пролета. Обычно  $h = \left( \frac{1}{15} - \frac{1}{20} \right) a$

или  $h = \left( \frac{1}{40} - \frac{1}{100} \right) l$ .

Ванты располагают с углом наклона  $\alpha$  к горизонтали не менее  $30^\circ$ , так как в противном случае в них возникнут большие усилия, а их жесткость сильно уменьшится.

Особую группу мостов образуют так называемые висячие мосты. Они позволяют использовать современные высокопрочные материалы в виде канатов, пучков, гибких прокатных профилей из высокопрочных сталей, не подверженных коррозии. Благодаря этим свойствам висячие мосты позволяют перекрыть значительные пролеты, с размерами 1000, 1500, 2000 м. Кроме того, экономические показатели данных мостов превышают показатели традиционных конструктивных решений существующих мостов. Наибольший в мировой практике по пролету висячий мост Акаси Кайкё имеет основной пролет 1991 м (см. рис. 8.7), обладает достаточной степенью надежности для ветровой нагрузки в

0,8 кН/м<sup>2</sup> и выдерживает сейсмические воздействия 8,5 баллов по шкале Рихтера. Высота несущих пилонов – 297 м.

Принципиальное конструктивное решение висячих мостов показано на рисунке 8.47.

В современных висячих мостах для несущих гибких элементов (рис. 8.59; 3) применяют проволоочные кабели или канаты из высокопрочной проволоки с пределом прочности 200–280 кг·с/мм<sup>2</sup> (2000 МПа) или капроновые нити, что существенно уменьшает вес моста и позволяет перекрывать большие пролеты.

Несущие железобетонные пилоны (рис. 8.59; 1) располагают на берегу или в прибрежной зоне водной преграды. Нагрузки на них достигают нескольких сотен тысяч килоньютон (600–800 тысяч кН). Сечения их могут иметь значение 1,5×2,5 м и более. Для обеспечения устойчивой работы пилонов их объединяют распорками или раскосами в плоскую рамную систему.

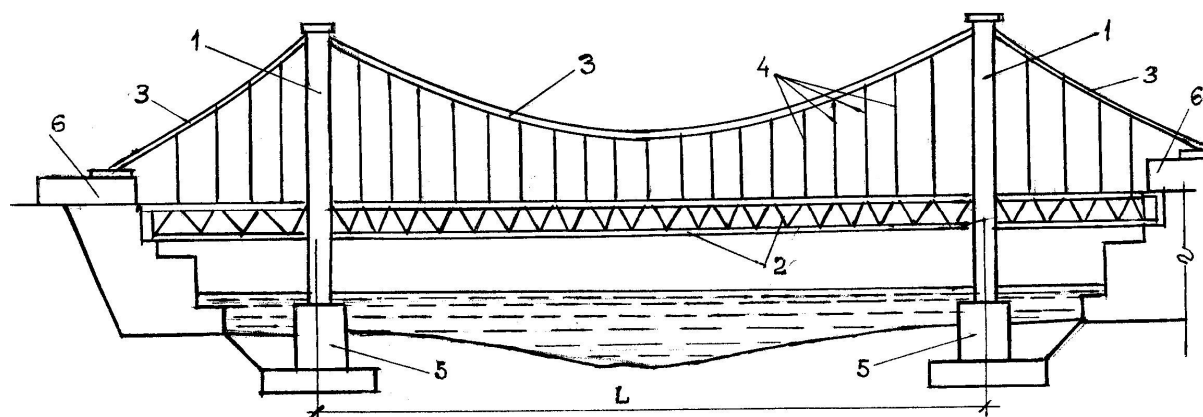


Рисунок 8.59 – Конструктивное решение висячих мостов:

1 – опоры-пилоны; 2 – пролетное строение, балки жесткости; 3 – гибкие несущие элементы; 4 – подвески; 5 – фундаменты пилонов; 6 – анкерные якорные устои

Очень важным элементом в висячих мостах являются пролетные подвесные строения (рис. 8.59; 2). Для уменьшения прогибов висячие мосты усиливают в уровне их проезжей части продольными балками или фермами жесткости, распределяющими переменную нагрузку от транспорта и пешеходов и уменьшающими деформацию провисающего кабеля.

При конструировании пролетного строения висячего моста необходимо обеспечивать как продольную, так и поперечную жесткость этого строения. Возможные S-образные колебания висячих мостов, а также флаттеры диктуют ряд специальных конструктивных мер по уменьшению амплитуды этих колебаний, устройство повышенных жесткостных характеристик продольных элементов и установку поперечных диафрагм или ферм.

Устройство анкерных якорных устоев (рис. 8.59; 6) является составной частью висячего моста. Они воспринимают значительные горизонтальные распорные усилия, поэтому выполняются массивными и объемными, с недопущением проскальзывания по горизонтальной поверхности.

Популярными становятся комбинированные системы мостов, у которых используются наклонные ванты и вертикальные подвески. В 2016 году в Турции был построен мост имени Селима Грозного с основным пролетом 1408 м, шириной 58,4 м, что является рекордной шириной на современном этапе строительства висячих мостов. Применены смешанные конструкции (вантовые и висячие). Высота пилонов этого моста достигает 322 м. По мосту проходят два железнодорожных полотна и две полосы автомобильного движения по 4 ряда в каждую сторону.

## **8.6 Разрушения и аварии мостов**

История мостостроения и их эксплуатации наполнена целым рядом субъективных и объективных событий, приводящих к частичному или полному разрушению мостов. В основном эти разрушения связаны с недостаточным пониманием инженерами-проектантами или строителями статической и динамической работы мостов в многообразной схеме внешних нагрузок и воздействий. К числу таких воздействий в первую очередь относятся циклические знакопеременные нагрузки, вызванные движением транспорта, пешеходов, ветровых нагрузок и климатическими воздействиями на мосты. Данные воздействия приводят к интенсивным колебаниям мостов, вызывая резонанс, значительные прогибы, проявления вибрационных процессов, флаттера, которые не способны воспринять конструкции моста и, как следствие, ведущих к так называемому прогрессирующему обрушению.

Многие мосты на первом этапе своего существования разрушались только от резонансных колебаний при прохождении по ним группы людей или животных.

Например, мост Броутон в Ланкшире, построенный в 1831 г., обрушился от прохождения колонны людей, идущих строевым шагом. Аналогичная ситуация сложилась с мостом в Анжере (Франция) в 1850 г., пролет моста достигал 100 м. Мост в Остраве (Чехия), построенный в 1891 г., обрушился в 1896 г., не выдержав нагрузки от транспорта и ветровых нагрузок. Целый ряд небольших мостов в Америке в период 1870–1990 гг. обрушился от интенсивного перегона скота, создавшего резонансные колебания пролетного строения.

Примитивность простейшей системы висячего моста и геометрическая изменяемость системы не смущала строителей мостов. Однако при эксплуатации таких мостов происходило их раскачивание от вертикальной и горизонтальной нагрузок, что приводило к повреждению мостов и катастрофам или, в лучшем случае, вызывало заметные эксплуатационные неудобства.

Один из первых висячих мостов через реку Твид в Шотландии с пролетом 78 м был разрушен ветром в 5-6 баллов через несколько месяцев после постройки.

Брайтонский мост, построенный в 1823 г., был разрушен штормом в 1833 г. и затем после ремонта разрушен еще раз в 1836 г. По зарисовкам очевидцев в момент катастрофы было видно, что разрушение моста произошло от характерных для простейшей формы висячего моста *S*-образных колебаний, сопровождаемых скручиванием проезжей части.

Мост Монтроз в Шотландии, построенный в 1829 г., обрушился в том же 1829 г. от перегрузок с большим количеством жертв. После ремонта он был восстановлен в 1838 г. и снова оказался разрушенным из-за колебаний по двум полуволнам.

К числу подобных аварий относятся разрушения мостов через пролив Менев в Уэльсе (1826 г.), через реку Лан у Нассау (Германия) в 1830 г., Рош-Бернар во Франции (1852 г.), через реку Огайо (США) с пролетом 308 м, который разрушился в 1854 г.

Мост через Ниагарский водопад (Канада), построенный в 1868 г., пролетом 372 м был разрушен в 1888 г. от интенсивных ветровых нагрузок. Колебания моста напоминали колебания лодки на высоких волнах.

Приведенные примеры далеко не исчерпывают перечень аварий и катастроф мостов различных систем во всем мире. Аналогичные аварии наблюдались на территории России, Украины, Казахстана, Туркмении, Китая и многих-многих других стран.

Эти уроки по существу были забыты до обрушения в США 7 ноября 1940 г. Такомского висячего моста со средним пролетом 855 м.

От действия сравнительно слабого ветра его горизонтальные колебания перешли во все возрастающие по времени *S*-образные (по двум полуволнам) колебания, сопровождаемые скручиванием проезжей части. Величина вертикальных амплитуд проезжей части доходила до 8 м, а проезжая часть при этом закручивалась на 45–50° (рис. 8.60).

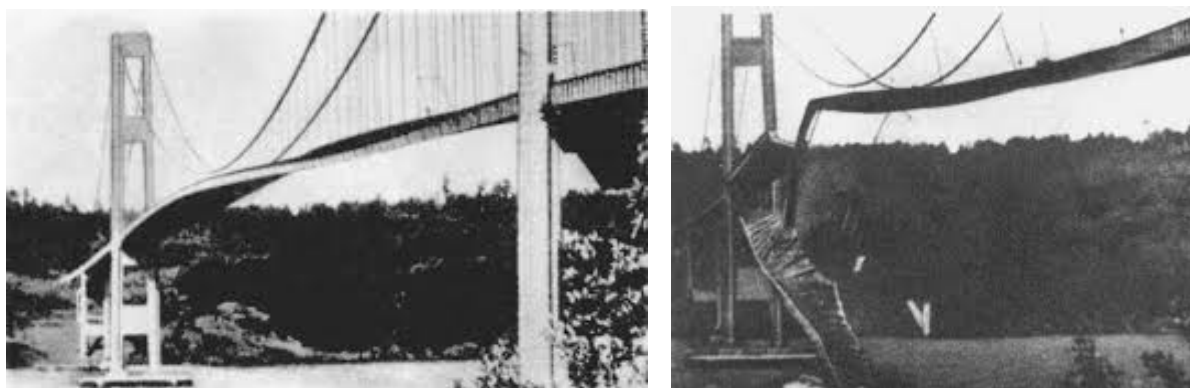


Рисунок 8.60 – Разрушение Такомского моста

По мере приобретения опыта строительства висячих мостов простейшей формы с целью увеличения жесткости – уменьшения колебаний висячие мосты начали усиливать. Усиление заключалось в устройстве ветровых связей, жестких балок, расположенных вдоль моста в плоскости кабелей, называемых балками жесткости, наклонных вант, поддерживающих проезжую часть вблизи пилонов.

Все эти мероприятия, однако, являются недостаточными, так как Такомский мост, построенный в 1936 г., имел как балки жесткости, так и ветровые связи. Существо вопроса заключалось в самой системе главных ферм висячего моста, так как в основе ее оставалась простейшая форма висячих ферм, в связи с чем эти мосты сохраняли и присущие ей недостатки.

За последние годы, после изучения аварии Такомского висячего моста, было определено, что простейшая система висячего моста, в основе которой лежит естественная форма равновесия подвешенного каната, является аэродинамически мало

устойчивой, чем и объясняется большое количество аварий висячих мостов подобного типа.

Аэродинамически более устойчивыми системами являются вантовые системы и двухцепные висячие мосты, поэтому в последних конструктивных решениях мостов максимально уделяется внимание продольной и поперечной жесткости мостов, а также их аэродинамической устойчивости. Построенные в последние годы мосты в Японии, Турции, Голландии, Украине, России, учитывающие эти свойства, обладают достаточной жесткостью и устойчивостью и показывают надежные эксплуатационные характеристики.

## **8.7 Строительство мостов**

В современном мостостроении уменьшение затрат труда и стоимости строительства достигается за счет усовершенствования проектных решений, строительных конструкций, технологии возведения опор и пролетного строения. Для этого везде, где имеется малейшая возможность, на первом этапе проектирования используют фундаменты под опоры глубокого заложения вместо фундаментов мелкого заложения, которые сооружают, как правило, в отдельных котлованах.

Также рациональным является применение фундаментов без ростверков, что позволяет сократить затраты ручного труда на этапах устройства и разборки ограждения котлованов, водоотведения, планировки основания с разработкой грунта и т. п. Использование инвентарного технологического оборудования, например направляющих каркасов для забивки свай и заглубления оболочек, сборно-разборных ограждений котлованов из щитов или понтонов типа КС вместо оснастки разового использования, позволяет исключить затраты металла и ручного труда для изготовления таких конструкций на строительной площадке. Использование современного оборудования и машин, например механизмов поворотного действия вместо грейферов, существенно уменьшает стоимость работ и сокращает сроки строительства мостов [45, 53].

Первым и самым ответственным этапом в построении моста является возведение опор. Этот этап составляет более 50 % расходов в общей стоимости строительства моста.

Опоры сооружаются в открытых котлованах или путём погружения в грунт свай, опускных колодцев, кессонов, сборных оболочек. Сваи (в основном железобетонные) используются, главным образом, при строительстве малых и средних мостов. Они погружаются в грунт при помощи дизельных молотов и электрических вибропогружателей. При возведении больших мостов используются, в основном, сборные оболочки с диаметром до 3 м. В настоящее время наиболее популярным фундаментом на свайном основании является фундамент на буронабивных сваях (БНС), сооружаемых бурением в обсадной инвентарной трубе. Данная конструкция применяется как на суше, так и на акватории.

К современным технологиям можно отнести технологию устройства бурошнековых свай (это буронабивные сваи, но с использованием шнека, который непрерывно перемещается). Технология непрерывного шнекового бурения является высокопродуктивной для сооружения буровых свай среднего диаметра. Сменное оборудование для гидравлических буровых станков, необходимое для этой технологии,

выпускают фирмы Soletanche (Франция), Casagrande (Италия), Sanwa (Япония), Bauer, Liebherr (Германия). Фундаменты по этому методу возводят в разных грунтах, которые допускают ввинчивание в них шнека на глубину до 27 м и при диаметре свай до 0,8 м. Шнековый бур завинчивается с дальнейшей его выемкой с грунтом при одновременном непрерывном нагнетании бетонной смеси под избыточным давлением по центральной трубе бура под его нижний торец с параллельным опусканием арматурного каркаса в столб свежего бетона.

Пролетные строения обычно устанавливают на опоры монтажными кранами. При строительстве больших мостов пролетное строение нередко собирают на берегу и затем перемещают (надвигают) по опорам с одного берега на другой. Навесной метод установки предполагает наращивание конструкции от опоры моста в его пролет. При этом применяется навесной монтаж с помощью крана,двигающегося по уже построенной части (для металлических пролетных строений) или же навесная сборка с изготовлением отдельных элементов на заводе и последующей транспортировкой их к объекту (для железобетонных) (рис. 8.49).

В последние годы в мировом мостостроении расширился опыт применения технологии циклической продольной надвижки (ЦПН). Сначала ее использовали для металлических прогонных строений, но после 1962 г. (мост Рио Карони в Венесуэле) и 1965 года (мост Куфштайн через реку Инн в Австрии) начали использовать для железобетонных монолитных и сборных мостов. Сейчас технология ЦПН конкурирует с традиционными способами и используется как ведущая для большепролетных металлических и железобетонных мостов. Эта технология позволяет:

- а) производить строительство мостов с высокими опорами без лишних затрат на временные опоры и подмости;
- б) строить мосты в условиях ограничения территории;
- в) показывать более высокие экономические показатели для пролетов длиной от 100 до 1000 м;
- г) строить мостовые сооружения на пересечении с другими магистралями, не ограничивая движения по ним;
- д) выполнять строительно-монтажные работы на протяжении всего года независимо от погодных условий;
- е) иметь компактную строительную площадку;
- ж) использовать различные виды конструкций пролетных строений как металлических, так и железобетонных. Принципиальная схема продольной надвижки пролетных строений мостов показана на рисунке 8.61.

При передвижении мостовых несущих конструкций надвижкой используются металлические катки или полимерные устройства скольжения. Катки для перекачивания принимаются диаметром от 80 мм до 120 мм из твердых сталей класса не ниже С245. Длина катка должна быть на 20–30 см больше ширины путей накатки.

В последнее время все больше распространенными становятся устройства скольжения с применением полимерных материалов, которые имеют очень низкий коэффициент трения (0,04–0,07). Использование этих устройств существенно снижает трудоемкость работ по надвижке при одновременном сокращении дополнительных обустройств по сравнению с традиционной надвижкой на катках.

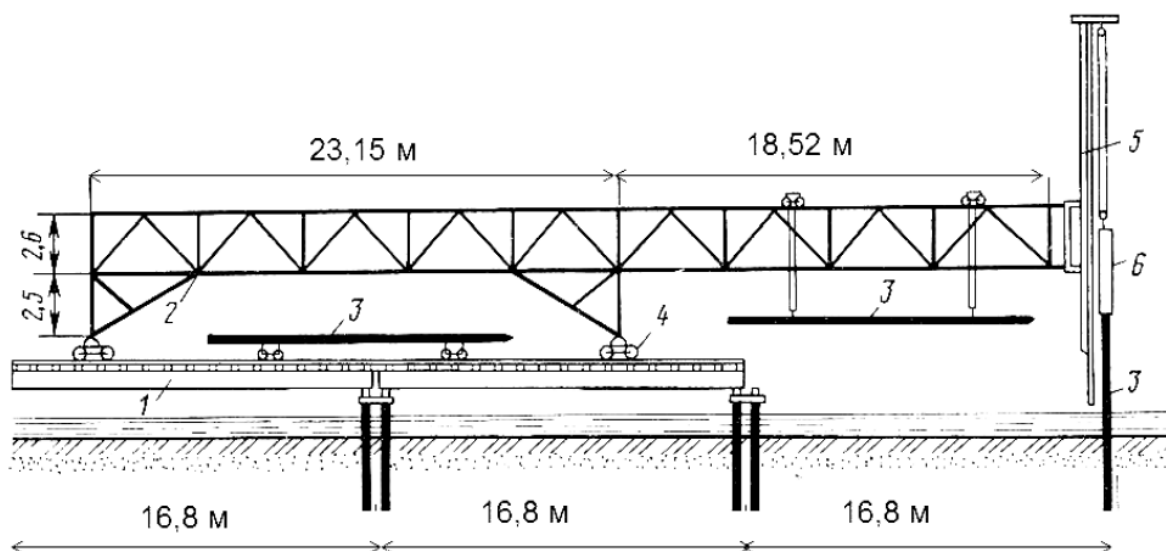


Рисунок 8.61 – Передвижной кран-копер:  
1 – прогонное строение; 2 – кран-копер; 3 – свая; 4 – повозка; 5 – стрела копра; 6 – молот

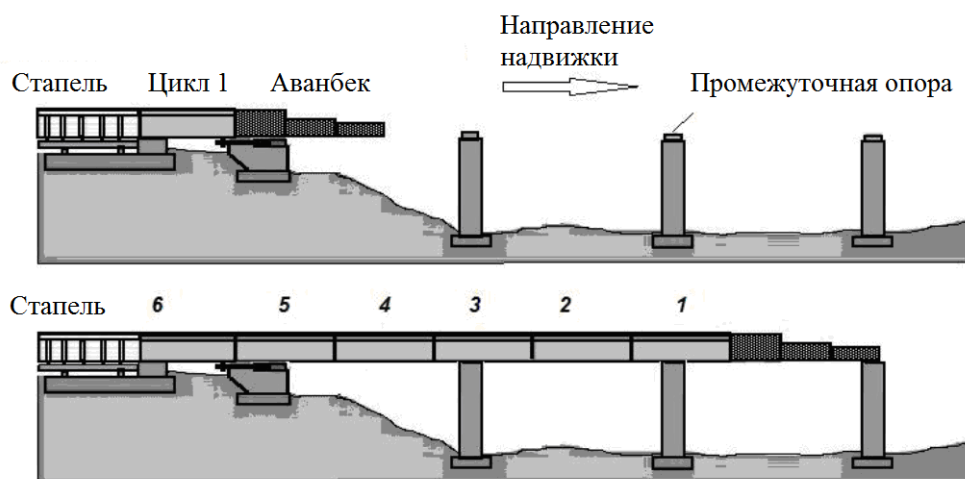


Рисунок 8.62 – Принципиальная схема ЦПН

При навигации пролетного строения должна быть обеспечена прочность и устойчивость системы, которая навигируется. При этом определяют максимально возможный вылет консольной части при навигации.

Очень часто используют так называемый аванбек, который представляет собой свободную консоль, жестко закрепленную к пролетному строению и предназначенную для ускорения достижения противоположной опоры.

На первом периоде навигации аванбек поддерживается пролетным строением, на втором периоде, наоборот, пролетное строение поддерживается аванбеком (см. рис. 8.62).

Длина аванбека может достигать 0,6–0,7 длины пролета моста. Вес одного погонного метра аванбека составляет от 1/4 до 1/6 веса одного погонного метра пролетного строения.

Особый случай представляет продольная передвижка с плавучей опорой. Этот способ применяют при передвижке пролетного строения в первый пролет, если по



условиям судоходства или в связи с большой глубиной воды перекаточная опора не может быть применена или нецелесообразна.

Пролетное строение для передвижки с плавучей опорой на первом этапе передвигают на катках по нижним накаточным путям, уложенным в пределах насыпи подходов. Окончанию первого этапа соответствует образование консоли, достаточной для подведения плавучей опоры, положение которой должно обеспечивать возможность последующей установки переднего конца пролетного строения на капитальную опору.

Способ перевозки на плавучих опорах применяют при сборке пролетных строений на берегу, в стороне от моста. Такая технология работ целесообразна при необходимости сократить сроки строительства путем параллельного во времени возведения опор моста и сборки пролетных строений. Перевозку на плавучих опорах применяют также при замене пролетных строений на реконструируемых мостах, меняя поочередно пролетные строения путем вывода старых и заведения новых, при этом достигают минимальных перерывов движения по мосту.

Несколько по-другому происходит строительство вантовых и висячих мостов. Начинается оно с установки опорных металлических или железобетонных пилонов значительной высоты (150–300 м) на заранее выполненное фундаментное строение. Затем на эти пилоны подвешиваются временные кабели-канаты. С их помощью производится навивка основных несущих кабелей моста, а после этого – монтаж вертикальных канатных подвесок с жестким креплением их к несущим кабелям. При этом используется или петлевой захват с болтовыми плоскими зажимами, или спиральная обмотка каната подвески по канату основного кабеля [55].

После устройства системы кабельных подвесок по ним монтируют проезжую часть с установкой балок жесткости. Строительство пролетного строения висячих и вантовых мостов выполняется по мере устройства подвесок или вантов. При этом все строительномонтажные работы могут осуществляться по направлению друг к другу с противоположных концов моста.

Один из вариантов строительства автодорожного путепровода над автомобильной трассой с применением сборных железобетонных конструкций, в частности с использованием типовых двутавровых балок пролетом 18 м, показан на рисунке 8.63. Монтаж пролетных балок осуществляется с помощью дизель-электрического крана ДЭК-50 по заранее смонтированным балкам, не останавливая движения по основной магистрали. Петлевые выпуски арматуры замоноличиваются бетоном С32/40 после окончательной установки и выверки несущих балок.

Следует отметить значимость геодезических работ при строительстве мостов, путепроводов, виадуков, акведуков и других инженерных сооружений [14, 45].

В состав инженерно-геодезических работ при обеспечении строительства мостов, как и других инженерных сооружений, входят [21]:

- создание исходной геодезической планировочной основы;
- выполнение геодезических работ в процессе строительства на заданном плане;
- геодезический контроль точности строительномонтажных работ;
- геодезические измерения смещений, углов поворота, прогибов основных элементов сооружений в плане, в вертикальной плоскости и по высоте;

– фиксирование фактического расположения конструкций по отношению к проектным данным.

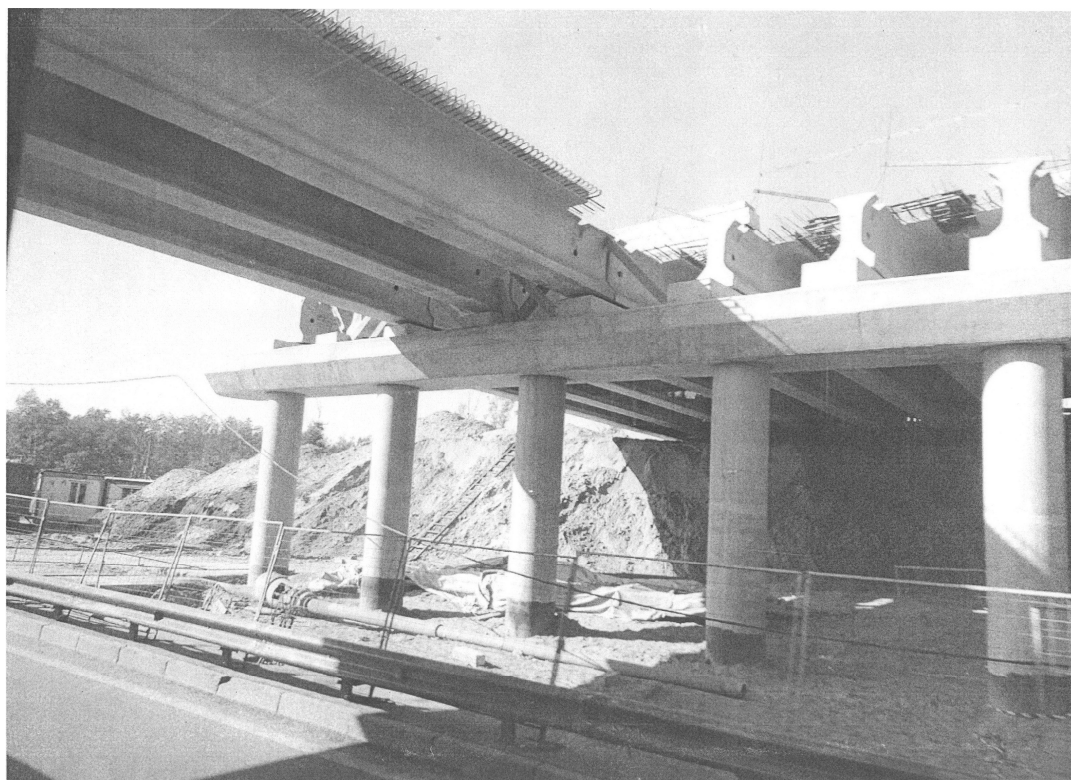


Рисунок 8.63 – Строительство автодорожного путепровода над автомобильной трассой с использованием типовых двутавровых балок с пролетом 18 м

При возведении сложных мостов протяженностью более 300 м и высотой опор 15–20 м разрабатывается специальный проект исполнения геодезических работ (ПИГР), в котором указываются основные приборы, точность измерения, места контрольных измерений и последующие наблюдения за конструкциями в процессе эксплуатации.

При геодезическом обеспечении строительных работ в зависимости от технологий и точности исполнения строительных работ можно эффективно использовать широкий спектр современных геодезических приборов и программных продуктов для обработки полученных данных, которые выпускаются фирмами: Sokkia (Япония), Trimble (США), Leica (Швейцария), FISCO (Англия), NEDO (Германия), УОМЗ (Россия) и многими другими. На отечественном рынке Украины геодезическое оборудование представлено как самыми простыми теодолитами, так и моторизованными тахеометрами и системой GPS.

Одним из наиболее популярных оптико-электронных инструментов в геодезии является электронный тахеометр, который объединяет в себе возможности электронного теодолита, электронного высокоточного дальномера и мобильного компьютера, в котором используются полноценные процессоры, а дисковые операционные системы осуществляют управление процессами вычислений и обмена данными.

Современные теодолиты могут быть оптическими, электронными и лазерными, они используются для измерения вертикальных и горизонтальных углов, выноса в натуру

разбивочных осей, проведение распланировочных работ, исполнительных съемок и других операций.

Современные цифровые нивелиры – это многофункциональные геодезические приборы, которые совмещают функции высокоточного оптического нивелира, электронной приставки, которая запоминает, и встроенного программного обеспечения для обработки полученных данных.

Широко используется в мостостроении ручной безрефлекторный лазерный дальномер для измерения расстояний одним исполнителем, без использования отражателя, что существенно сокращает сроки выполнения работ.

В условиях длительной эксплуатации мостов различных типов появляется необходимость или их реконструкции, или усиления. Эти проблемы возникают по многим причинам, среди которых следует выделить главные: появление дефектов в конструкциях, возникающих от местных сколов, трещин, раковин, коррозии арматуры, расслоения бетона, нарушения стыковых соединений и других нарушений целостности конструкции; необходимость увеличения значений транспортной нагрузки в связи с изменением условий эксплуатации моста; локальные разрушения опор или пролетных строений в связи с непредвиденными обстоятельствами или стихийными бедствиями (землетрясения, пожары, наводнения, разрушения вследствие военных действий и другие).

Во всех этих случаях на первом этапе восстановительных работ следует тщательно обследовать мосты, установить параметры дефектов, оценить прочностные характеристики материалов, а затем оценить теоретическую несущую способность поврежденных элементов, а также элементов без повреждений.

На основании полученных результатов обследования и выполненных теоретических расчетов разрабатывается проект по усилению и модернизации моста. Предлагаются определенные мероприятия конструктивного и технологического характера, сохраняющие или повышающие эксплуатационные параметры инженерного сооружения.

Среди конструктивных мероприятий можно отметить усиление несущих продольных балок путем закрепления в нижней растянутой зоне стержневой или листовой арматуры с её последующей защитой (оштукатуриванием по сетке или торкретированием) и параллельным наращиванием монолитной железобетонной плитой проезжей части. Крепление нижней арматуры чаще всего выполняют по шпренгельной схеме.

В последнее время применяется способ усиления мостов при помощи устройства подпирающей металлической структурной (решетчатой или полосовой) системы, которая сразу усиливает всю ширину пролетного строения. Опирается такая система производится на существующие опоры, которые при необходимости также подлежат усилению. В данном конструктивном решении очень важно обеспечить коррозионную стойкость применяемых металлических систем, для чего необходимо осуществлять постоянный контроль за их техническим состоянием.

Иногда приходится заменять поврежденные несущие и вспомогательные элементы (балки, фермы, тротуарные плиты, перильные ограждения, колесоотбойные брусья, железобетонные плиты проезжей части, асфальтовое покрытие и др.). Эти работы пытаются производить в сокращенные сроки без остановки движения по мосту. В

металлических и железобетонных мостах слабыми местами всегда остаются стыковые и узловые соединения. Своевременный контроль, устранение зафиксированных повреждений и дефектов узлов существенно повышают надежность и безопасность эксплуатации мостовых сооружений, продлевают срок их эксплуатации.

Все инженерные сооружения, включая и мосты в том числе, подлежат постоянному техническому обслуживанию, контролю и современному капитальному ремонту с целью недопущения их последующего разрушения и потери внешнего архитектурно-композиционного облика.

## **8.8 Вопросы к разделу 8**

1. Виды мостовых инженерных сооружений – мосты, путепроводы, акведуки, виадуки.
2. Три основных элемента моста.
3. Классификация мостов.
4. В чем состоит отличие висячих мостов от вантовых?
5. Нагрузки, действующие на мосты, и их сочетания.
6. Что означают нагрузки А, Н и НГ?
7. Определение усилий в опорах мостов.
8. Определение усилий в балочных пролетных строениях.
9. Что означает коэффициент поперечного распределения?
10. Какая расчетная схема плиты проезжей части принимается?
11. Конструктивные решения фундаментов мостов.
12. Конструктивные решения опор мостов.
13. Типы и разновидности пролетных строений в мостах.
14. Консольно-балочные и рамные системы.
15. Способы строительства фундаментов под опоры мостов.
16. Устройство бурожелезобетонных свай.
17. Способ циклической продольной подвижки пролетных строений.
18. Как производится подвижка балок с использованием аванбека?
19. Контроль установки основных несущих элементов моста.
20. Варианты усиления пролетного строения мостов.

## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

### *Нормативные*

1. Нагрузки и воздействия : ДБН В.1.2-2:2006. – Введен в действие 1 января 2007 г. – Киев : Минстрой Украины, 2006. – 77 с. –
2. Основы та фундаменти споруд : ДБН В.2.1-10:2009. – Чинний від 01.07.2009. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 79 с.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Чинний від 01.06.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 63 с.
4. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2-15:2009. – Чинний від 01.03.2010. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с.
5. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування : ДБН В.2.3-22:2009. – Чинний від 01.03.2010. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.
6. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Чинний від 01.02.2007. – Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 367 с.
7. Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-135:2010. – Чинний від 01.01.2013. – Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2010.
8. Резервуары для нефти и нефтепродуктов. Емкостные сооружения для жидкости и газов : СНиП 2.09.03-85.6. – М. : Стройиздат, 1985. – 76 с.
9. Резервуары железобетонные сборные 100-250 м<sup>3</sup> : ТП 901-4-59.83 // Разработан Союзводоканалпроектом и ЦНИИПромзданий. – М., 1983. – 42 с.
10. Резервуары воды прямоугольные железобетонные V = 1200-2000 м<sup>3</sup> : ТП 901-4-63.83 // Разработан Союзводоканалпроектом и ЦНИИПромзданий. – М., 1983. – 42 с.
11. Указания по проектированию силосов для сыпучих материалов: СН 302-65. – М. : Стройиздат, 1965. – 79 с.
12. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – Чинний від 01.06.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 87 с.
13. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов: ВСН 32-89. – М. : Транспорт, 1991. – 166 с.
14. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
15. Споруди транспорту. Метрополітени : ДБН В.2.3-7:2010. – Чинний від 01.10.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.
16. Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень: ДБН 360-92\*\*. – Чинний від 19.04.2002. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2002. – 136 с.
17. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2009. – Чинний від 01.12.2009. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.

18. Споруди транспорту. Автомобільні дороги : ДБН В.2.3-4-2007. – Чинний від 01.03.2008. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2007. – 91 с.
19. Вулиці та дороги населених пунктів : ДБН В.2.3-5-2001. – Чинний від 01.10.2001. – Київ : Держбуд України, 2001. – 52 с.
20. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. – Чинний від 01.10.2014. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 118 с.
21. Геодезичні роботи у будівництві : ДБН В.1.3-2:2010. – Чинний від 01.09.2010. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 70 с.

*Основные*

22. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, В. С. Шмуклер, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 206 с.
23. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 5-ое издание. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.
24. Железобетонные конструкции. Специальный курс / В. Н. Байков, П. Ф. Дроздов, И. А. Трифонов и др.; под ред. В. Н. Байкова. – 3-е изд., перераб. – М. : Стройиздат, 1981. – 767 с.
25. Сборный железобетон в подземном строительстве / В. И. Безпалый, И. Я. Бялер, Н. Г. Карсницкий, Л. Д. Сапрыкин. – Киев : Госстройиздат УССР, 1961. – 248 с.
26. Расчет железобетонных и каменных конструкций: учебное пособие для строительных вузов / В. М. Бондаренко, А. И. Судницын, В. Г. Назаренко; под ред. В. М. Бондаренко. – М. : Высшая школа, 1988. – 304 с.
27. Вайнберг Д. В. Расчет пластин / Д. В. Вайнберг, Е. Д. Вайнберг. – Киев : Будівельник, 1970. – 436 с.
28. Власов В. З. Тонкостенные пространственные системы / В. З. Власов. – М. : Госстройиздат, 1958. – 488 с.
29. Волков В. П. Тоннели и метрополитены / В. П. Волков, С. Н. Наумов, А. Н. Пирожкова, В. Г. Храпов. – М. : Транспорт, 1964. – 626 с.
30. Гишман М. Е. Мосты и сооружения на автомобильных дорогах: учебник для автомобильно-дорожных техникумов / М. Е. Гишман, И. Е. Дедух. – М. : Транспорт, 1981. – 399 с.
31. Гишман Е. Е. Теория и расчет предварительно напряженных железобетонных мостов / Е. Е. Гишман, М. Е. Гишман. – М. : Транспорт, 1963. – 195 с.
32. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; под общей ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
33. Железобетонные конструкции / под ред. Л. Д. Полякова, Е. Ф. Лысенко, Л. В. Кузнецова. – Киев : Вища школа, 1984. – 348 с.
34. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко, А. Н. Кондратьев и др.; под ред. Ю. А. Дыховичного. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1991. – 656 с.

35. Инженерные сооружения в транспортном строительстве: учебник для студентов ВУЗов в 2-х книгах / П. М. Саламахин, Л. В. Маковский и др. – М. : Академия, 2007. – Книга 2. – 267 с.
36. Колоколов Н. М. Строительство мостов: учебник / Н. С. Колоколов, Б. М. Вейнблат. – М. : Транспорт, 1984. – 504 с.
37. Лантух-Лященко А. І. Нормативне регулювання у сфері проектування й експлуатації мостів / А. І. Лантух-Лященко // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – Харьков : ХНАДУ, 2012. – Вып. 58. – С. 7-15.
38. Латышев Б. В. Практические методы расчета железобетонных силосных корпусов / Б. В. Латышев. – Л. : Стройиздат, 1973. – 112 с.
39. Леденев В. В. Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений / В. В. Леденев, В. Г. Однолько, В. П. Ярцев. – Тамбов, 1991. – 99 с.
40. Липницкий М. Е. Железобетонные бункера и силосы (расчет и проектирование) / М. Е. Липницкий, Ж. Р. Абрамович. – Л. : Стройиздат, 1967. – 193 с.
41. Лившиц Я. Д. Примеры расчета железобетонных мостов / Я. Д. Лившиц, М. М. Онищенко, А. А. Шкуратовский. – Киев : Вища школа. Головне вид-во, 1986. – 263 с.
42. Маковский Л. В. Проектирование автодорожных и городских тоннелей / Л. В. Маковский. – М. : Транспорт, 1993. – 89 с.
43. Маренный Я. И. Тоннели с обделкой из монолитно-прессованного бетона / Я. И. Маренный. – М. : Транспорт, 1985. – 67 с.
44. Методичні вказівки до курсової роботи з дисципліни «Мости та споруди на автодорогах», розділ «Розрахунок розрізної прольотної будови» / В. П. Кожушко, С. М. Краснов, С. О. Бугаєвський. – Харків : ХНАДУ, 2012. – 89 с.
45. Методичні вказівки до курсового проектування з дисципліни «Сучасні технології будівництва і реконструкції мостів» / О. І. Безбабічева, В. П. Кожушко, А. С. Лозицький. – Харків : ХНАДУ, 2012. – 53 с.
46. Наумов С. Н. Приближенный метод расчета монолитных тоннельных обделок подковообразного очертания / С. Н. Наумов. – М. : МИИТ, 1962. – 67 с.
47. Овечкин А. М. Расчет железобетонных осесимметричных конструкций (оболочек) / А. М. Овечкин. – М. : Госстройиздат, 1961. – 177 с.
48. Овечкин А. М. Строительные конструкции / А. М. Овечкин, Р. Л. Маилян, Г. М. Мамедов и др. / под ред. А. М. Овечкина. – М. : Стройиздат, 1975. – 487 с.
49. Попов Н. Н. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: учебник для строительных специальностей ВУЗов / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М. : Высшая школа, 1989. – 400 с.
50. Поливанов Н. И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов / Н. И. Поливанов. – М. : Транспорт, 1970. – 516 с.
51. Железобетонные конструкции. Специальный курс для факультетов ПГС / П. Л. Пастернак, К. К. Антонов, С. А. Дмитриев и др. – М. : Госстройиздат, 1961. – 468 с.
52. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1986. – 315 с.

53. Смирнова В. Н. Строительство мостов и труб / В. Н. Смирнова. – СПб : Парус, 2007. – 288 с.
54. Експлуатація і реконструкція мостів / Н. С. Страхова, В. О. Голубев, П. М. Ковальов та ін. – Київ : Транспортна Академія України, 2000. – 384 с.
55. Смирнов В. А. Висячие мосты больших пролетов / В. А. Смирнов. – М. : Высшая школа, 1970. – 408 с.
56. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / под ред. Г. И. Бердичевского. – М. : Стройиздат, 1974. – 398 с.
57. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений / под ред. А. А. Уманского. – М. : Госиздат литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1960. – 1046 с.
58. Тимошенко С. П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М. : Госиздат ФМЛ, 1963. – 379 с.
59. Фролов Ю. С. Метрополитены на линиях мелкого заложения. Новая концепция строительства / Ю. С. Фролов. – М. : Транспорт, 1994. – 136 с.
60. Храпов В. Г. Конструкция станции метрополитена / В. Г. Храпов, Н. Н. Шапошников. – М. : МИИТ, 1970. – 56 с.
61. Храпов В. Г. Тоннели и метроплитены / В. Г. Храпов. – М. : Транспорт, 1989. – 383 с.
62. Цаплин С. А. Висячие мосты / С. А. Цаплин. – М. : Дориздат, 1949. – 288 с.
63. Мосты железобетонные: [Электрон. ресурс]. – Режим доступа: [http://edu.dvgups.ru/METDOC/ITS/MOST\\_TON/SEMTT/METHOD/BOROVIK/MP\\_Kurs2.htm#\\_Toc536438787](http://edu.dvgups.ru/METDOC/ITS/MOST_TON/SEMTT/METHOD/BOROVIK/MP_Kurs2.htm#_Toc536438787)
64. Поисковик Google: [Электрон. ресурс]. – Режим доступа: <https://www.google.com.ua/imghp?hl=ru&authuser=0&ei=P6c2WZu5MsPa6AS6mKzACQ&ved=0EKouCAIoAQ>



# Прочностные и деформативные характеристики бетона

Класс прочности бетона													Аналитическая зависимость / пояснение
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60		
$f_{ck, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60		
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm, cube} = f_{ck, cube} / (1 - 1,64V_c)^{(*)}$	
$f_{ck, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43		
$f_{cd}$ (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1		
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5 % выборки	
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95 % выборки	
$E_{cm}$ (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40		
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37		
$E_{cd}$ (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34		
$\varepsilon_{cl, ck} (^{0}/_{00})$	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02		
$\varepsilon_{cl, cd} (^{0}/_{00})$	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91		
$\varepsilon_{cu1, ck} (^{0}/_{00})$	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40		
$\varepsilon_{cu1, cd} (^{0}/_{00})$	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29		
$\varepsilon_{c3, ck} (^{0}/_{00})$	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\varepsilon_{c3, ck} = f_{ck, prism} / E_{ck}$	
$\varepsilon_{c3, cd} (^{0}/_{00})$	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c3, cd} = f_{cd} / E_{cd}$	
$\varepsilon_{cu3, ck} (^{0}/_{00})$	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu3, ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1, ck}$	
$\varepsilon_{cu3, cd} (^{0}/_{00})$	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu3, cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1, cd}$	

<sup>\*)</sup> – величины  $f_{cm, cube}$  в таблице приведены исходя из значения коэффициента вариации  $V_c$ , который равен 13,5 %.

\*) – величины  $f_{cm, cube}$  в таблице приведены исходя из значения коэффициента вариации  $V_c$ , который равен 13,5 %.

**Прочностные и деформативные характеристики  
арматурной стали**

Таблица Б.1 – Прочностные и деформативные характеристики арматуры

Характеристика арматуры	Клас арматуры				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8-22	Ø25-40	
$f_{yk}$ , МПа	240	400	500		500
$f_{ywd}$ , МПа	170	285	300		300
$E_s$ , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
$\epsilon_{ud}$	0,025	0,025	0,02		0,012

Таблица Б.2 – Характеристические значения сопротивления и деформационных характеристик предварительно напряженной арматуры

Класс арматуры	Характеристики арматуры			
	$f_{pk}$ , МПа	$f_{p0,1k}$ , МПа	$E_p$ , МПа	$\varepsilon_{uk}$
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, 800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	1470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

**Табличные коэффициенты для  
расчета изгибаемых железобетонных элементов**

Таблица В.1 – Значения коэффициентов  $\alpha_m$ ,  $\xi$  и  $\zeta$ 

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,2	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

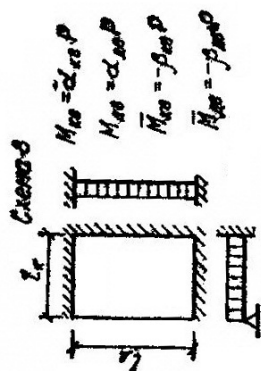
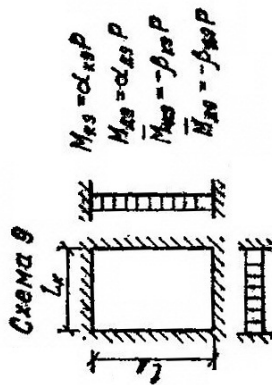
Примечание:  $\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi)$ ;  $\zeta = (1 - 0,4\xi)$

Определение изгибающих моментов в плитах, опертых по контуру

Соотно- шение сторон	Схема 1		Схема 2		Схема 3		Схема 4		$\beta_{K4}$
	$\alpha_{K1}$	$\alpha_{Z1}$	$\alpha_{K2}$	$\alpha_{Z2}$	$\alpha_{K3}$	$\alpha_{Z3}$	$\alpha_{K4}$	$\alpha_{Z4}$	
1	0,0365	0,0865	0,0334	0,0273	0,0273	0,0334	0,0267	0,018	0,0694
1,1	0,0399	0,083	0,0349	0,0231	0,0313	0,0313	0,0266	0,0146	0,0667
1,2	0,0428	0,0298	0,0357	0,0196	0,0348	0,0292	0,0261	0,0118	0,0633
1,3	0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0378	0,0269	0,0254	0,0097	0,0599
1,4	0,0469	0,024	0,0357	0,014	0,0401	0,0248	0,0245	0,008	0,0565
1,5	0,048	0,0214	0,035	0,0119	0,042	0,0228	0,0235	0,0066	0,0534
1,6	0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0433	0,0208	0,0226	0,0056	0,0506
1,8	0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0444	0,0172	0,0208	0,004	0,0454
2	0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,0443	0,0142	0,0193	0,003	0,0412

Соотношение сторон	Схема 5				Схема 6				Схема 7			
	$\alpha_{\kappa 5}$	$\alpha_{\Delta 5}$	$\beta_{\Delta 5}$		$\alpha_{\kappa 6}$	$\alpha_{\Delta 6}$	$\beta_{\kappa 6}$	$\beta_{\Delta 6}$	$\alpha_{\kappa 7}$	$\alpha_{\Delta 7}$	$\beta_{\kappa 7}$	$\beta_{\Delta 7}$
1	0,018	0,0267	0,0694		0,0269	0,0269	0,0625	0,0625	0,0266	0,0198	0,0556	0,0417
1,1	0,0218	0,0262	0,0708		0,0292	0,0242	0,0675	0,0558	0,0234	0,0169	0,0565	0,035
1,2	0,0254	0,0254	0,0707		0,0309	0,0214	0,0703	0,0488	0,0236	0,0142	0,056	0,0292
1,3	0,0287	0,0242	0,0689		0,0319	0,0188	0,0711	0,0421	0,0235	0,012	0,0545	0,0242
1,4	0,0316	0,0229	0,066		0,0323	0,0165	0,0709	0,0361	0,023	0,0102	0,0526	0,0202
1,5	0,0341	0,0214	0,0621		0,0324	0,0144	0,0695	0,031	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169
1,6	0,0362	0,02	0,0577		0,0321	0,0125	0,0678	0,0265	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142
1,8	0,0388	0,0172	0,0484		0,0308	0,0096	0,0635	0,0196	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102
2	0,04	0,0146	0,0397		0,0294	0,0074	0,0588	0,0147	0,0189	0,004	0,0404	0,0076

Соотно- шение сторон	Схема б					Схема в				
	$\alpha_{кс}$	$\alpha_{дс}$	$\beta_{кс}$	$\beta_{дс}$	$\beta_{дс}$	$\alpha_{кс}$	$\alpha_{дс}$	$\beta_{кс}$	$\beta_{дс}$	$\beta_{дс}$
1	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0417	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0417
1,1	0,0226	0,0212	0,481	0,053	0,481	0,0226	0,0212	0,045	0,0372	0,0372
1,2	0,0249	0,0198	0,053	0,0491	0,053	0,0249	0,0198	0,0468	0,0325	0,0325
1,3	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0565	0,0266	0,0181	0,0475	0,0281	0,0281
1,4	0,0279	0,0162	0,0588	0,04	0,0588	0,0279	0,0162	0,0473	0,024	0,024
1,5	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0597	0,0285	0,0146	0,0464	0,0206	0,0206
1,6	0,0289	0,013	0,0599	0,0312	0,0599	0,0289	0,013	0,0452	0,0177	0,0177
1,8	0,0288	0,0103	0,0583	0,024	0,0583	0,0288	0,0103	0,0423	0,0131	0,0131
2	0,028	0,0081	0,0555	0,0187	0,0555	0,028	0,0081	0,0392	0,0098	0,0098





Сортамент арматурной стали и канатов

Диаметр мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при количестве стержней										Диаметр арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Теоретический вес, кг	A240C	A400C	B500	B1200-B1500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		


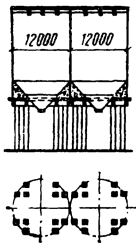

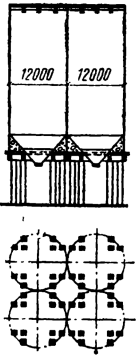

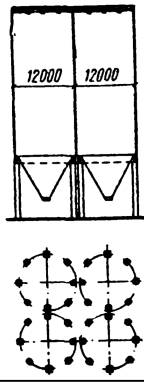

**Сортамент арматурной проволоки и  
стержней по ДСТУ ENV-10080**

Таблица Е.1 – Номинальные диаметры, площади поперечного сечения и  
масса, которым дается предпочтение

Номинальный диаметр, мм	Прутки	Мотки и размотанные изделия	Сварная сетка	Решетчатая балка	Номинальное поперечное сечение, мм <sup>2</sup>	Номинальная масса 1 м, кг/м
4,0	–	х	–	х	12,6	0,099
4,5	–	х	–	х	15,9	0,125
5,0	–	х	х	х	19,6	0,154
5,5	–	х	х	х	23,8	0,187
6,0	х	х	х	х	28,3	0,222
6,5	–	х	х	х	33,2	0,260
7,0	–	х	х	х	38,5	0,303
7,5	–	х	х	х	44,2	0,347
8,0	–	х	х	х	50,3	0,395
8,5	–	х	х	х	56,7	0,445
9,0	–	х	х	х	63,3	0,499
9,5	–	х	х	х	70,9	0,556
10,0	х	х	х	х	78,5	0,617
11,0	–	х	х	х	95,0	0,746
12,0	х	х	х	х	113	0,888
14,0	х	х	х	х	154	1,21
16,0	х	х	х	х	201	1,58
20,0	х	–	–	–	314	2,47
25,0	х	–	–	–	491	3,85
28,0	х	–	–	–	616	4,83
32,0	х	–	–	–	804	6,31
40,0	х	–	–	–	1256	9,86
50,0	х	–	–	–	1963	15,4



### Унифицированные габаритные схемы и технические характеристики силосных корпусов

Шифр силосного корпуса	Габаритная схема корпуса	Полная высота корпуса $H$ в м	Объем корпуса в $m^3$	Шифр силосного корпуса	Габаритная схема корпуса	Полная высота корпуса $H$ в м	Объем корпуса в $m^3$
1-6-36-108 1-6-36-156 1-6-36-204 1-6-48-108 1-6-48-156 1-6-48-204		15 19,8 24,6 16,2 21 25,8	250 370 500 250 370 500	2-12-108-300 2-12-108-156 2-12-108-300		29,4 41,4	3400 6000
2-6-36-108 2-6-36-156 2-6-36-204 2-6-48-108 2-6-48-156 2-6-48-204		15 19,8 24,6 16,2 21 25,8	500 740 1000 500 740 1000	4-12-108-300		41,4	12 000
3-6-36-108 3-6-36-156 3-6-36-204 3-6-48-108 3-6-48-156 3-6-48-204		15 19,8 24,6 16,2 21 25,8	750 1100 1500 750 1100 1500	4-12-108-300B 4-12-144-264B		42,6	12 000 12 000
4-6-36-108* 4-6-36-156 4-6-36-204 4-6-48-108 4-6-48-156 4-6-48-204		15 19,8 24,6 16,2 21 25,8	1000 1480 2000 1000 1480 2000				

Примечание. Цифры в шифре силосного корпуса обозначают: первая — количество силосов в корпусе, вторая — диаметр силоса, третья — высоту подсилосного этажа в  $dm$ , четвертая — высоту стенки в  $dm$ . Буквенный индекс «В» добавляется для корпусов с воронкой на весь диаметр силоса.

#### Классификация нагрузок основных сыпучих материалов, хранимых в силосах

Класс нагрузки	Характеристика сыпучего материала			Перечень сыпучих материалов, по которым установлены классы нагрузок
	объемная масса в $kg/m^3$	угол внутреннего трения в град	коэффициент трения сыпучего о стены силоса	
I	400	15	0,3	Сажа гранулированная Варочная щепка (с учетом коэффициента уплотнения 1,2) Керамзит, аглопорит, известь обожженная мелкая Уголь Глинозем, сода тяжелая, известь обожженная крупная Цемент, песок, нефелин, гипс Гравий, щебень
II	600	45	0,25	
III	800	35	0,6	
IV	1000	35	0,5	
V	1300	30	0,5	
VI	1600	30	0,6	
VII	2000	30	0,6	

*Навчальне видання*

**ШАПОВАЛОВ** Олександр Микитович

# **ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ**

## **НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК**

*(рос. мовою)*

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

Редактор *О. А. Норик*

Комп'ютерне верстання *О. В. Мамаєвої*

Дизайн обкладинки *Т. А. Лазуренко*

Підп. до друку 31.05.2017  
Друк на ризографі.  
Зам. №

Формат 60×90/8  
Ум. друк. арк. 16,47  
Тираж 75 пр.

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002  
Електронна адреса: [rectorat@kname.edu.ua](mailto:rectorat@kname.edu.ua)  
Свідectво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 5328 від 11.04.2017 р.